



KERJA PRAKTEK - RC18 - 4802

**LAPORAN KERJA PRAKTEK**  
**TUTORIAL PEMODELAN GEDUNG 10 TINGKAT DENGAN ETABS**

ANGGADIWAN PRADIPTA MULYA      NRP. 03111740000062

HAFIZIAN MIQRAJ MAHAMERU      NRP 03111740000112

Dosen Pembimbing

Dr. Candra Irawan S.T., M.T.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan dan Kebumihan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2021

## **LAPORAN KERJA PRAKTEK**

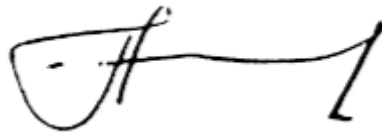
“Modifikasi Gedung BLK Pasar Rebo Jakarta dengan Menggunakan ETABS”

Anggadiwan Pradipta Mulya                      NRP. 03111740000062

Hafizian Miqraj Mahameru                      NRP. 03111740000112

Jakarta, 22 Desember 2020

Menyetujui,  
Dosen Pembimbing Internal



**Dr. Candra Irawan, S.T., M.T.**

NIP. 199008232015041001

Mengetahui,  
Sekretaris Departemen I  
Bidang Akademik dan Kemahasiswaan  
Departemen Teknik Sipil FTSPK-ITS



**Data Irawana, S.T., M.T., Ph.D.**

NIP. 198004302005011002

## **KATA PENGANTAR**

Puji syukur dipanjatkan atas kehadiran Tuhan Yang Maha Esa karena berkat rahmat-Nya, Penyusun dapat menyelesaikan laporan Tugas Pengganti kerja praktik.

Kerja praktik adalah salah satu mata kuliah yang wajib ditempuh oleh seluruh mahasiswa Departemen S1 Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya. Kerja praktik yang kami lakukan yakni Tugas Pengganti Kerja Praktik dengan judul Tutorial Pemodelan Gedung 10 Tingkat dengan ETABS.

Pelajaran berharga yang didapat selama kerja praktik tidak terlepas dari bantuan serta bimbingan pihak-pihak yang terlibat. Untuk itu penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Dr. Candra Irawan, S.T., M.T. selaku dosen pembimbing internal yang telah membimbing kami dalam penyusunan laporan ini,
2. Teman-teman Departemen Teknik Sipil ITS angkatan 2017 yang telah mendukung kami dalam penulisan laporan ini.

Dalam penulisan laporan ini, Penyusun menyadari bahwa masih banyak kekurangan. Kritik dan saran yang bersifat membangun sangat kami harapkan demi kebaikan laporan ini. Semoga laporan ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca, tim penyusun, dan semua pihak yang terkait dalam aktivitas kerja praktik.

Bekasi, 23 Desember 2020

Tim Penyusun

## DAFTAR ISI

LAPORAN KERJA PRAKTEK.....	i
KATA PENGANTAR .....	ii
DAFTAR ISI.....	iii
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1. Latar Belakang .....	1
1.2. Tujuan.....	1
1.3. Sistem Struktur.....	1
BAB II PEMBEBANAN .....	3
2.1. Beban Gravitasi .....	3
2.2. Beban Gempa .....	5
2.3. Kombinasi Beban .....	7
BAB III PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER .....	9
3.1. Pelat Lantai.....	9
3.1.1. Syarat Direct Design Method (DDM).....	9
3.1.2. Data Perencanaan.....	9
3.1.3. Pembebanan .....	9
3.1.4. Perencanaan Tebal Pelat .....	10
3.1.5. Distribusi Momen Arah Transversal (Short Span Direction) .....	11
3.1.6. Distribusi Momen Arah Longitudinal (Long Span Direction) .....	13
3.1.7. Perhitungan Tulangan Longitudinal dan Transversal .....	14
3.2. Tangga.....	17
3.2.1. Data Perencanaan.....	17
3.2.2. Perhitungan Pembebanan dan Analisa Struktur.....	18
3.2.3. Analisis Gaya Dalam .....	19
3.2.4. Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes .....	21
BAB IV ANALISA STRUKTUR .....	26
4.1. Permodelan Struktur.....	26
4.2. Data Material dan Besaran Massa .....	28
4.3. Menentukan Respon Spektrum dan Gaya Gempa.....	29
4.4. Hasil Analisa Struktur .....	30
4.4.1. Rasio Partisipasi Modal Massa .....	30
4.4.2. Story Shear.....	31

4.5.	Perhitungan Faktor Skala Gempa.....	32
4.6.	Pengecekan Sistem Struktur.....	34
4.7.	Pengecekan Simpangan Antar Lantai .....	34
4.8.	Pengecekan P-Delta.....	36
4.9.	Pengecekan Ketidakberaturan Struktur .....	38
BAB V DIAFRAGMA .....		43
5.1.	Definisi .....	43
5.2.	Illustrasi Gaya dan Perpindahan Diafragma.....	43
5.3.	Permodelan Diafragma.....	44
5.4.	Desain Gaya Gempa yang Bekerja pada Diafragma.....	45
5.4.1.	Gaya Statik Ekvivalen Gempa Arah X dan Y .....	45
5.4.2.	Gaya Desain Diafragma .....	46
5.4.3.	Permodelan Gaya Desain Gempa pada ETABS .....	48
5.5.	Analisa Gaya Geser Diafragma.....	49
5.6.	Analisa Gaya Tarik dan Tekan pada Kord .....	51
5.7.	Analisa Gaya pada Kolektor .....	52
5.7.1.	Identifikasi Elemen Kolektor .....	53
BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA.....		55
6.1.	Balok .....	55
6.1.1.	Definisi Komponen Lentur .....	55
6.1.2.	Keperluan Baja Tulangan Momen Lentur .....	55
6.1.3.	Kapasitas Minimum Momen Positif dan Momen Negatif.....	64
6.1.4.	<i>Probable Moment Capacities</i> ( $M_{pr}$ ).....	66
6.1.5.	Sengkang Untuk Gaya Geser .....	68
6.1.6.	Lap Splicing untuk Bentang Menerus.....	72
6.2.	Kolom.....	73
6.2.1.	Definisi Kolom.....	73
6.2.2.	Konfigurasi Penulangan.....	73
6.2.3.	Kuat Kolom.....	74
6.2.4.	Desain Tulangan Confinement .....	75
6.2.5.	Desain Tulangan Geser .....	80
6.2.6.	Desain Lap Splices.....	83
6.3.	Hubungan Balok Kolom.....	83
6.3.1.	Dimensi Joint .....	84
6.3.2.	Penulangan Transversal untuk Confinement .....	84

6.3.3. Perhitungan Geser di Joint dan Cek Kuat Geser.....	84
BAB VII PENUTUP .....	86
7.1. KESIMPULAN .....	86
7.2. SARAN .....	86
LAMPIRAN.....	87

## DAFTAR TABEL

Tabel 1.1 Sistem Struktur Penahan Gempa .....	2
Tabel 2.1 Beban Mati Tambahan Dinding.....	3
Tabel 2.2 Beban Mati Tambahan Pelat Lantai Tipikal .....	3
Tabel 2.3 Beban Mati Tambahan Pelat Atap .....	4
Tabel 2.4 Beban Mati Tambahan Tanga.....	4
Tabel 2.5 Beban Mati Tambahan Pelat Bordes .....	4
Tabel 2.6 Beban Hidup .....	4
Tabel 2.7 Kombinasi Beban.....	8
Tabel 3.1 Beban yang Bekerja pada Pelat .....	9
Tabel 3.2 Perhitungan $\alpha$ Pelat .....	10
Tabel 3.3 Perhitungan Tebal Pelat .....	11
Tabel 3.4 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Longitudinal .....	15
Tabel 3.5 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Longitudinal .....	16
Tabel 4.1 Modal Participating Mass Ratios .....	30
Tabel 4.2 Story Shear Response .....	31
Tabel 4.3 Parameter Pendekatan Periode Natural.....	32
Tabel 4.4 Koefisien Batas Periode, $C_u$ .....	32
Tabel 4.5 Faktor Skala Gempa.....	33
Tabel 4.6 Joint Reaction Shearwall .....	34
Tabel 4.7 Presentase Sistem Struktur.....	34
Tabel 4.8 Maximum Story Displacement .....	35
Tabel 4.9 Rekapitulasi Perhitungan Simpangan antar Lantai .....	35
Tabel 4.10 Rekapitulasi Perhitungan Simpangan antar Lantai .....	37
Tabel 4.11 Ketidakberaturan Torsi arah X .....	39
Tabel 4.12 Ketidakberaturan Torsi arah Y .....	39
Tabel 4.13 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma .....	39
Tabel 4.14 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak arah X .....	40
Tabel 4.15 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak arah Y .....	40
Tabel 4.16 Ketidakberaturan Berat .....	41
Tabel 4.17 Ketidakberaturan Struktur Vertikal 5a.....	42
Tabel 4.18 Ketidakberaturan Struktur Vertikal 5b .....	42

Tabel 5.1 Rekapitulasi Perhitungan Gaya Gempa Desain arah X .....	45
Tabel 5.2 Rekapitulasi Perhitungan Gaya Gempa Desain arah Y .....	46
Tabel 5.3 Rekapitulasi Perhitungan Fpx per Lantai arah X.....	47
Tabel 5.4 Rekapitulasi Perhitungan Fpx per Lantai arah Y.....	47
Tabel 5.5 Kombinasi Beban akibat Fpx.....	48
Tabel 5.6 Hasil Section Cut 2 Gempa Arah Y.....	50
Tabel 5.7 Identifikasi Elemen Kolektor.....	54
Tabel 6.1 Asumsi Tulangan Atas Tumpuan .....	56
Tabel 6.2 Asumsi Tulangan Bawah Tumpuan.....	59
Tabel 6.3 Asumsi Tulangan Bawah Lapangan .....	62
Tabel 6.4 Asumsi Tulangan Atas Lapangan .....	64
Tabel 6.5 Asumsi Penulangan Sengkang Balok .....	70
Tabel 6.6 Asumsi Penulangan Sengkang Balok .....	71



## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Respon Spektra Desain .....	6
Gambar 3.1 Persyaratan Lebar Efektif.....	10
Gambar 3.2 Syarat Minimum Tebal Pelat .....	11
Gambar 3.3 Pembebanan Pada Tangga .....	19
Gambar 4.1 Permodelan view Struktur X-Y.....	26
Gambar 4.2 Permodelan Struktur view 3D.....	26
Gambar 4.3 Permodelan Struktur view X-Z.....	27
Gambar 4.4 Permodelan Struktur view Y-Z.....	27
Gambar 4.5 Data Material Beton $f_c' 35 \text{ MPa}$ .....	28
Gambar 4.6 Data Material Baja Tulangan $f_y 420 \text{ MPa}$ .....	28
Gambar 4.7 Data Mass Source.....	29
Gambar 4.8 Data Respon Spektrum Pasar Rebo .....	29
Gambar 4.9 Load Case Scale Factor.....	30
Gambar 4.10 Persyaratan Simpangan antar Lantai.....	35
Gambar 4.11 Diagram Perpindahan anta Lantai terhadap Ketinggian Bangunan .....	36
Gambar 4.12 Pengecekan P-Delta arah X.....	37
Gambar 4.13 Pengecekan P-Delta arah Y.....	38
Gambar 4.14 Persyaratan Ketidakberaturan Torsi 1a dan 1b .....	38
Gambar 4.15 Persyaratan Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma.....	39
Gambar 4.16 Persyaratan Ketidakberaturan Kekauan Tingkat Lunak 1a dan 1b.....	40
Gambar 4.17 Persyaratan Ketidakberaturan Berat.....	41
Gambar 4.18 Persyaratan Ketidakberaturan Struktur Vertikal 5a dan 5b .....	42
Gambar 5.1 Aksi Diafragma Tipikal .....	43
Gambar 5.2 Ilustrasi Gaya dan Perpindahan Diafragma .....	44
Gambar 5.3 Ilustrasi Diafragma Fleksibel .....	44
Gambar 5.4 Ilustrasi Diafragma Rigid dan Fleksibel .....	44
Gambar 5.5 Diagram Gaya Desain Diafragma arah X .....	47
Gambar 5.6 Diagram Gaya Desain Diafragma arah Y .....	48
Gambar 5.7 Load Pattern Fpx arah X dan Y .....	49
Gambar 5.8 Contoh Input Fpx pada Lantai 10 arah X.....	49
Gambar 5.9 Section Cut Lantai 10 arah Y .....	50

Gambar 5.10 Ilustrasi Gaya Dalam F1, F2, dan MZ .....	50
Gambar 5.11 Contoh Balok Kord yang Ditinjau .....	51
Gambar 5.12 Ilustrasi Gaya yang Bekerja pada Kord .....	52
Gambar 5.13 Ilustrasi Transfer Gaya pada Elemen Kolektor.....	53
Gambar 5.14 Ilustrasi Partial-depth Collector .....	53
Gambar 5.15 Elemen Kolektor yang Ditinjau .....	54
Gambar 6.1 Penampang Balok Lapangan dan Tumpuan.....	68
Gambar 6.2 Gambar Detail Balok .....	73
Gambar 6.3 Hasil SP Column.....	74

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1. Latar Belakang**

Analisa struktur adalah proses untuk mengetahui respon atau perilaku struktur akibat beban – beban tertentu atau kombinasi beban yang bekerja pada struktur tersebut. Analisis struktur sangat penting untuk memastikan bagaimana alur, distribusi dan dampak beban terhadap struktur yang ditinjau. Selain beban yang mempengaruhi perilaku struktur adalah bahan yang digunakan dan geometri (sistem) struktur. Dengan melakukan analisis struktur maka dapat diketahui bagaimana perilaku struktur dan tingkat keamanannya saat dikenai beban yang diperkirakan akan bekerja.

Pada Tugas Pengganti Kerja Praktek kali ini akan melakukan analisis menggunakan pemodelan menggunakan ETABS v18 dengan studi kasus Rumah Susun Balai Latihan Kerja (BLK) Pasar Rebo Tower A yang denah dan tingginya telah dimodifikasi. Rumah susun ini memiliki tinggi bangunan kurang lebih 36 meter dengan jumlah lantai 10 + lantai atap. Untuk fungsi masing – masing lantai yakni lantai dasar *lobby*, sedangkan lantai 2 – 12 merupakan kamar hunian.

### **1.2. Tujuan**

Tugas pengganti kerja praktek ini memiliki tujuan sebagai berikut:

1. Sebagai panduan dalam modelisasi gedung dengan etabs
2. Sebagai panduan dalam perhitungan tulangan struktur sekunder
3. Sebagai panduan dalam perhitungan tulangan struktur utama
4. Sebagai panduan bagi mahasiswa yang ingin mengambil tugas besar struktur bangunan beton

### **1.3. Sistem Struktur**

Sistem struktur yang digunakan adalah sistem ganda, yakni Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Struktural Khusus (SDSK). Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur yang ditunjukkan dalam Tabel 12 SNI 1726-2019. Koefisien modifikasi respon yang sesuai,  $R$ , faktor kuat lebih sistem  $\Omega_0$ , dan koefisien amplifikasi defleksi  $C_d$ , sebagaimana ditunjukkan dalam Tabel 9 harus digunakan dalam penentuan geser dasar, gaya desain elemen, dan

simpangan antar lantai tingkat desain. Dapat mengetahui kesesuaian ilmu teori yang diajarkan di perkuliahan dengan yang ada di lapangan

**Tabel 1.1 Sistem Struktur Penahan Gempa**

D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 % gaya seismik yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus <sup>a,h</sup>	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa <sup>g</sup>	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3½	TB	TB	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2½	6½	TB	TB	TB	TB	TB

Dari tabel diatas;

Koefisien Modifikasi Respon (R) : 7

Faktor Kuat Lebih Sistem ( $\Omega_0$ ) : 2 ½

Faktor Pembesaran Defleksi (Cd) : 5 ½

## BAB II

### PEMBEBANAN

#### 2.1. Beban Gravitasi

Pembebanan gravitasi pada perencanaan struktur bangunan Rumah Susun Pasar Rebo Tower A adalah SNI 1726-2019, yaitu Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Pembebanan gravitasi meliputi :

##### 1. Beban Mati Berat Sendiri (DL)

Beban mati (*dead load*) adalah berat seluruh komponen element struktural bangunan, yang terdiri atas pelat, balok, kolom, dan dinding geser. Beban mati akan dihitung secara otomatis oleh peranti lunak ETABS V18 dengan menggunakan berat jenis material beton 2402,77 kg/m<sup>3</sup> dan berat jenis tulangan 7849,05 kg/m<sup>3</sup>.

##### 2. Beban Mati Tambahan (SIDL)

Beban mati tambahan (*Super Imposed Dead Load*) adalah berat komponen non struktural yang terdapat pada perencanaan struktur bangunan. Berikut adalah beban SiDL yang digunakan dalam perencanaan :

**Tabel 2.1** Beban Mati Tambahan Dinding

Beban Mati Tambahan Dinding (SIDL)			
Jenis	Tinggi (m)	kg/m <sup>2</sup>	kN/m'
Dinding Bata Hebel 10 cm	3.2	200	6.4
Dinding Bata Hebel 10 cm	4	200	8

**Tabel 2.2** Beban Mati Tambahan Pelat Lantai Tipikal

Beban Mati Tambahan (SIDL)			
Jenis	Tebal (cm)	kg/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Pasir 1 cm	1	16	0.16
Spesi 3 cm	3	21	0.63
Homogenous Tile 1 cm	1	24	0.24
Plafon & Penggantung			0.2
Mechanical & Electrical			0.25
<b>Total</b>			<b>1.48</b>

**Tabel 2.3** Beban Mati Tambahan Pelat Atap

Beban Mati Tambahan Pelat Atap (SIDL)			
Jenis	Tebal (cm)	kg/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Pasir 1 cm	1	16	0.16
Spesi 3 cm	3	21	0.63
Waterproofing 1 cm	1	22	0.22
Homogenous Tile 1 cm	1	24	0.24
Plafon & Penggantung			0.2
Mechanical & Electrical			0.25
<b>Total</b>			<b>1.7</b>

**Tabel 2.4** Beban Mati Tambahan Tangga

Beban Mati Tambahan Tangga (SIDL)			
Jenis	Tebal (cm)	kg/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Pasir 1 cm	1	16	0.16
Spesi 3 cm	3	21	0.63
Homogenous Tile 1 cm	1	24	0.24
<b>Total</b>			<b>1.03</b>

**Tabel 2.5** Beban Mati Tambahan Pelat Bordes

Beban Mati Tambahan Pelat Bordes (SIDL)			
Jenis	Tebal (cm)	kg/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Pasir 1 cm	1	16	0.16
Spesi 3 cm	3	21	0.63
Homogenous Tile 1 cm	1	24	0.24
Railing Tangga		10	0.1
<b>Total</b>			<b>1.13</b>

### 3. Beban Hidup (LL)

Beban hidup (Live Load) adalah beban yang terjadi akibat beban hunian penggunaan gedung yang berasal dari barang atau orang yang dapat berpindah tempat sehingga mempengaruhi perilaku komponen struktur. Berikut adalah beban hidup yang digunakan dalam perancangan struktur bangunan Rumah Susun Pasar Rebo Tower A :

**Tabel 2.6** Beban Hidup

Beban Hidup (LL)	
Jenis	kN/m <sup>2</sup>
Ruang Kamar Apartemen	1.92
Koridor dan Lobi Apartemen	4.79
Atap	0.96
Tangga	4.79
Beban Partisi	0.72

## 2.2. Beban Gempa

Peninjauan beban gempa pada perencanaan struktur bangunan ini ditinjau secara analisa dinamis 3 dimensi. Fungsi Response Spectrum ditetapkan sesuai peta wilayah gempa untuk daerah Pasar Rebo, Jakarta. Berdasarkan SNI 1726-2019, zonasi peta gempa menggunakan peta gempa untuk probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun atau memiliki periode ulang 2500 tahun.

### 1. Kategori Risiko

Berdasarkan tabel 3 SNI 1726-2019, gedung apartement merupakan kategori risiko II dengan faktor keutamaan gempa ( $I_e$ ) adalah 1,0

### 2. Parameter Percepatan Batuan Dasar

Parameter  $S_s$  (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan  $S_1$  (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0.2 detik dan 1 detik dalam peta gempa untuk periode ulang 2500 tahun. Parameter  $S_s$  dan  $S_1$  dapat dilihat pada situs Pusat Litbang Perumahan dan Permukiman Badan Penelitian dan Pengembangan Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat. Berikut adalah nilai dari masing - masing parameter :

$$S_s = 0,7 \text{ g}$$

$$S_1 = 0,4 \text{ g}$$

### 3. Parameter Kelas Situs

Kelas situs berdasarkan lokasi adalah SE (Tanah Lunak).

### 4. Parameter Kelas Situs

Berdasarkan pasal 6.2 SNI 1726-2019, Faktor amplifikasi getaran pada periode pendek ( $F_a$ ) tersedia dalam tabel 6 dan faktor amplifikasi getaran pada periode 1 detik ( $F_v$ ) tersedia dalam tabel 7. Nilai  $F_a$  dan  $F_v$  diinterpolasi berdasarkan kelas situs dan nilai parameter percepatan batuan dasar. Berikut adalah nilai  $F_a$  dan  $F_v$

$$F_a = 1,249$$

$$F_v = 2,4$$

### 5. Parameter Spektrum

Parameter spektrum respon percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs harus ditentukan dengan perumusan berikut :

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 1,249 \times 0,7 = 0,8743 \text{ g}$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 2,4 \times 0,4 = 0,96 \text{ g}$$

## 6. Parameter Percepatan Spektral Rencana

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (SDS) dan periode 1 detik (SD1) harus ditentukan melalui perumusan berikut ini :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,8743 = 0,8743 \text{ g}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,96 = 0,64 \text{ g}$$

## 7. Periode Renspons Spektral

Untuk nilai  $T_O$  dan  $T_S$  , dapat digunakan rumus berikut :

$$T_O = 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \times \frac{0,64}{0,58287} = 0,22 \text{ detik}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,64}{0,58287} = 1,098 \text{ detik}$$

## 8. Desain Respons Spektral

Untuk periode yang lebih kecil dari  $T_O$  spektrum respon percepatan desain :

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 - 0,6 \frac{T}{T_O} \right)$$

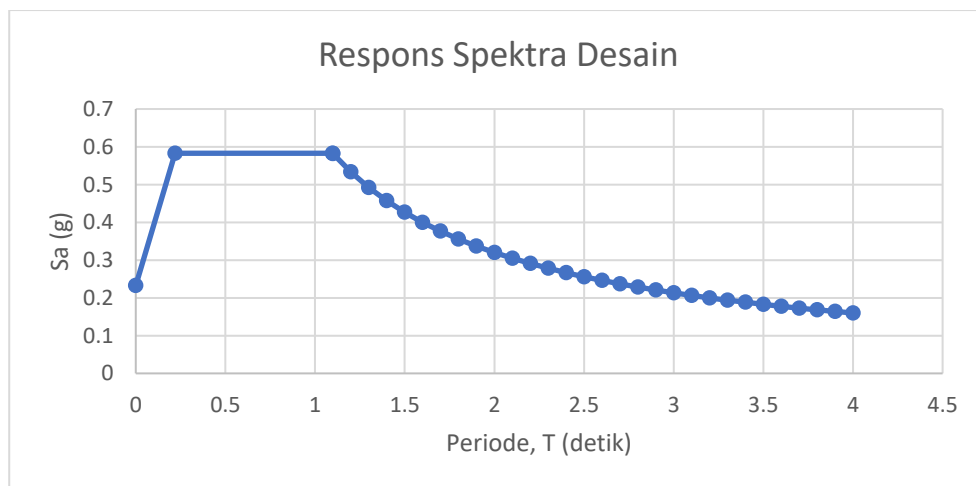
Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan  $T_O$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_S$  spectrum respon percepatan desain :

$$S_a = S_{DS}$$

Untuk periode lebih besar daripada  $T_S$ , spectrum respon desain :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Berikut adalah gambar desain percepatan respon spektral :



**Gambar 2.1** Respon Spektra Desain



### 2.3. Kombinasi Beban

Kombinasi beban untuk metode ultimit struktur, komponen struktur, dan elemen fondasi harus dirancang sedemikian ruupa sehingga kuat rencananya melebihi pengaruh beban berfaktor. Berdasarkan pasal 2.3 SNI 1727-2018, kombinasi beban terfaktor adalah sebagai berikut :

$$1,4 \text{ DL}$$

$$1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} + 0,5 (\text{Lr atau R})$$

$$1,2 \text{ DL} + 1,0 \text{ W} + 1,0 \text{ L} + 0,5 (\text{Lr atau R})$$

$$1,2 \text{ DL} \pm 1,0 \text{ E} + 1,0 \text{ LL}$$

$$0,9 \text{ DL} + 1,0 \text{ W}$$

$$0,9 \text{ DL} \pm 1,0 \text{ E}$$

Dengan memasukkan pengaruh beban seismic vertical dan horizontal sehingga:

$$E_v = 0,3 S_{DS} = 0,3 (0,73) D = 0,22 D$$

$$E_h = \rho E_q = 1,3 E_q$$

$$E = E_h + E_v = 0,22 D + 1,3 E_q$$

$$E = E_h - E_v = 0,22 D - 1,3 E_q$$

Dimana :

$\rho$  = Faktor Redundansi

E = Pengaruh Beban Seismik

$E_h$  = Pengaruh Beban Seismik Horizontal

$E_v$  = Pengaruh Beban Seismik Vertikal

Sehingga kombinasi beban menjadi sebagai berikut :

**Tabel 2.7** Kombinasi Beban

COMBO	D	L	$E_x$	$E_y$
combo 1	1.4			
combo 2	1.2	1.6		
combo 3	1.37	1	1.3	0.39
combo 4	1.37	1	-1.3	0.39
combo 5	1.37	1	-1.3	-0.39
combo 6	1.37	1	1.3	-0.39
combo 7	1.37	1	0.39	1.3
combo 8	1.37	1	0.39	-1.3
combo 9	1.37	1	-0.39	-1.3
combo 10	1.37	1	-0.39	1.3
combo 11	1.07	0	1.3	0.39
combo 12	1.07	0	-1.3	0.39
combo 13	1.07	0	-1.3	-0.39
combo 14	1.07	0	1.3	-0.39
combo 15	1.07	0	0.39	1.3
combo 16	1.07	0	0.39	-1.3
combo 17	1.07	0	-0.39	-1.3
combo 18	1.07	0	-0.39	1.3

### BAB III

#### PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

### 3.1. Pelat Lantai

#### 3.1.1. Syarat Direct Design Method (DDM)

Syarat pelat dua arah dengan menggunakan Direct Design Method (Metode Desain Langsung) ada dari pasal 8.10.2.1 sampai pasal 8.10.2.7 SNI 2847-2019, berikut merupakan contohnya :

##### Pasal 8.10.2.3

Sisi terpanjang,  $l_y$  = 5,7 m

Sisi terpendek,  $l_x$  = 4 m

$$l_y/l_x = 5,7/4 = 1,425 \leq 2$$

∴ karena sisi terpanjang dibandingkan sisi terpendek kurang dari sama dengan dua, maka pelat tersebut merupakan pelat dua arah

##### Pasal 8.10.2.6

Beban Hidup (LL) < 2 x Beban Mati (DL)

4,79 kN/m<sup>2</sup> < 2 (4,36 kN/m<sup>2</sup>) ... (OK, memenuhi syarat)

#### 3.1.2. Data Perencanaan

$F_c'$  = 35 MPa

$F_y$  = 420 MPa

$E_c$  pelat dan balok =  $4700\sqrt{f_c'}$  =  $4700\sqrt{35}$  = 27.805,6 MPa

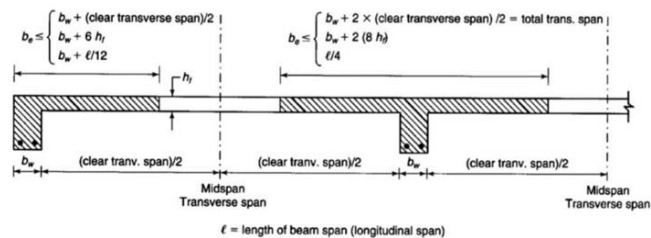
#### 3.1.3. Pembebanan

Tabel 3.1 Beban yang Bekerja pada Pelat

Beban Mati (DL)			
Nama Pelat	Tebal pelat (m)	Berat Jenis (kg/m <sup>3</sup> )	Berat (kN/m <sup>2</sup> )
Pelat	0.12	2400	2.88
Beban Mati Tambahan (SIDL)			
Nama	Tebal (cm)	Berat Jenis (kg/m <sup>2</sup> )	Berat Jenis (kN/m <sup>2</sup> )
Spesi	3	21	0.63
Pasir	1	16	0.16
Homogenous Tile	1	24	0.24
Plafond dan Penggantung			0.2
M & E			0.25
Beban Mati Tambahan Total			1.48
Beban Hidup (LL)			
Nama			Berat (kN/m <sup>2</sup> )
Beban Hidup Koridor			4.79
Beban Hidup Total (LL)			4.79

### 3.1.4. Perencanaan Tebal Pelat

Tebal Pelat = 120 mm



**Gambar 3.1** Persyaratan Lebar Efektif

Dari gambar diatas hitung be (lebar efektif), Ib (Inersia balok), Is (Inersia Pelat), dan  $\alpha$  dari ke empat balok yang mnejadi sisi-sisi pelat, berikut merupakan contoh perhitungan dan hasilnya :

$$\alpha = \frac{E_{cb} \times I_b}{E_{cs} \times I_s}$$

**Tabel 3.2** Perhitungan  $\alpha$  Pelat

Balok	b (m)	h (m)	tp (m)	l (m)	ln (m)	Syarat be (m)			be pakai (m)	k	I <sub>b</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>s</sub> (m <sup>4</sup> )	$\alpha$
						be max 1	be max 2	be max 3					
B1	0.3	0.5	0.12	4	3.7	4	2.22	1	1	4.862947	0.015197	0.000288	52.76635
B2	0.3	0.5		4	3.7	4	2.22	1	1	4.862947	0.015197	0.000288	52.76635
B1	0.4	0.5		5.7	5.3	5.7	2.32	1.425	1.425	5.102894	0.021262	0.00041	51.80814
B2	0.4	0.5		5.7	5.3	5.7	2.32	1.425	1.425	5.102894	0.021262	0.00041	51.80814

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4}{4} = \frac{52,76 \times 52,76 \times 51,81 \times 51,81}{4} = 52,28724$$

$$\beta = \frac{\max \ln}{\min \ln} = \frac{4,85}{3,175} = 1,5276$$

$\alpha_{fm}^{[1]}$	$h$ minimum, mm	
$\alpha_{fm} \leq 0,2$	8.3.1.1 berlaku	
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)}$ (b) <sup>[2],[3]</sup>
		125 (c)
$\alpha_{fm} > 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$ (d) <sup>[2],[3]</sup>
		90 (e)

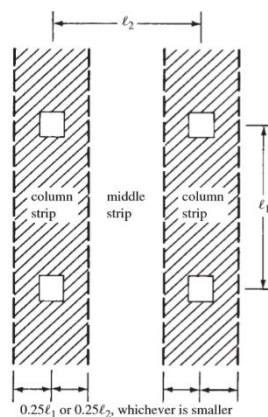
**Gambar 3.2** Syarat Minimum Tebal Pelat

**Tabel 3.3** Perhitungan Tebal Pelat

Data akumulatif Balok								
Balok	l (m)	ln (m)	$\beta$	$\alpha$	$\alpha_{fm}$	tp (mm)	tp pakai (mm)	Syarat tp
B1	0.3	3.7	1.43243	52.76635	52.28724	90	120	OK
B2	0.3	3.7		52.76635		90		
B1	0.4	5.3		51.80814		119.2427		
B2	0.4	5.3		51.80814		119.2427		

∴ Dari rekapitulasi perhitungan diatas diambil tebal pelat sebesar 120 mm

### 3.1.5. Distribusi Momen Arah Transversal (Short Span Direction)



$$l_1 = 4 \text{ m}$$

$$l_2 = 5,7 \text{ m}$$

$$\text{Tebal Lajur kolom} = 0,25 \times l_1 = 0,25 \times 4 = 1 \text{ m}$$

$$\frac{l_2}{l_1} = 1,48571$$

$$M_o = \frac{W_u \times l_1^2 \times l_2}{8} = \frac{1241,061 \times (4)^2 \times 5,7}{8} = 14148,09 \text{ Kg-m}$$

$$A = \text{alfa transversal} = 52,7664$$

$$\alpha l_2/l_1 = 75,1921 = 1$$

### **Momen Tumpuan Ujung Kiri (Momen Negatif)**

$$\text{Koefisien momen SNI 2847-2019 Tabel 8.10.4.2} = 0,65$$

$$M_{\text{kiri}} (-) \text{ transversal} = 0,65 \times M_o = 0,65 \times 14148,09 = 9196,26 \text{ Kg-m}$$

Persentase yang diterima column strip (lajur kolom) :

$$\%_{\text{int col}} = 75 + 30 \left( \frac{\alpha \times l_2}{l_1} \right) + \left( 1 - \frac{l_2}{l_1} \right) = 62.25\% = 0.6225$$

Momen yang terjadi di daerah column strip :

$$M_{\text{kiri}} (-) \text{ transversal} = 0.6225 \times 9196,26 = 5724,67 \text{ Kg-m}$$

Momen yang terjadi di daerah middle strip :

$$M_{\text{kiri}} (-) \text{ transversal} = 9196,26 - 5724,67 = 3471,59 \text{ Kg-m}$$

### **Momen Tumpuan Ujung Kanan (Momen Negatif)**

$$\text{Koefisien momen SNI 2847-2019 Tabel 8.10.4.2} = 0,65$$

$$M_{\text{kanan}} (-) \text{ transversal} = 0,65 \times M_o = 0,65 \times 14148,09 = 9196,26 \text{ Kg-m}$$

Persentase yang diterima column strip (lajur kolom) :

$$\%_{\text{int col}} = 75 + 30 \left( \frac{\alpha \times l_2}{l_1} \right) + \left( 1 - \frac{l_2}{l_1} \right) = 62.25\% = 0.6225$$

Momen yang terjadi di daerah column strip :

$$M_{\text{kanan}} (-) \text{ transversal} = 0.6225 \times 9196,26 = 5724,67 \text{ Kg-m}$$

Momen yang terjadi di daerah middle strip :

$$M_{\text{kanan}} (-) \text{ transversal} = 9196,26 - 5724,67 = 3471,59 \text{ Kg-m}$$

### **Momen Lapangan (Momen positif)**

$$\text{Koefisien momen SNI 2847-2019 Tabel 8.10.4.2} = 0,35$$

$$M_{\text{kanan}} (+) \text{ transversal} = 0,35 \times M_o = 0,35 \times 14148,09 = 4951,83 \text{ Kg-m}$$

$$\%_{+} = 60 + 30 \left( \frac{\alpha \times l_2}{l_1} \right) + \left( 1,5 - \frac{l_2}{l_1} \right) = 62.25\% = 0,6225$$

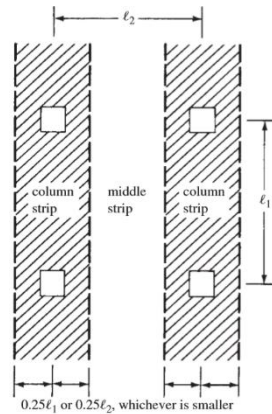
Momen yang terjadi di daerah column strip :

$$M_{\text{lapangan (+) transversal}} = 0,6225 \times 4951,83 = 3082,52 \text{ Kg-m}$$

Momen yang terjadi di daerah middle strip :

$$M_{\text{lapangan (+) transversal}} = 4951,83 - 3082,52 = 1.401 \text{ Kg-m}$$

### 3.1.6. Distribusi Momen Arah Longitudinal (Long Span Direction)



$$l_1 = 5,7 \text{ m}$$

$$l_2 = 4 \text{ m}$$

$$\text{Tebal Lajur kolom} = 0,25 \times l_1 = 0,25 \times 4 = 1 \text{ m}$$

$$\frac{l_2}{l_1} = 0,701754$$

$$M_o = \frac{W_u \times l_1^2 \times l_2}{8} = \frac{1241,061 \times (5,7)^2 \times 4}{8} = 20161,03 \text{ Kg-m}$$

$$\alpha = \text{alfa yang transversal} = 52,7664$$

$$\alpha \frac{l_2}{l_1} = 37,029 = 1$$

#### Momen Tumpuan Ujung Kiri (Momen Negatif)

$$\text{Koefisien momen SNI 2847-2019 Tabel 8.10.4.2} = 0,65$$

$$M_{\text{kiri (-) transversal}} = 0,65 \times M_o = 0,65 \times 20161,03 = 13104,7 \text{ Kg-m}$$

Persentase yang diterima column strip (lajur kolom) :

$$\%_{\text{int col}} = 75 + 30 \left( \frac{\alpha \times l_2}{l_1} \right) + \left( 1 - \frac{l_2}{l_1} \right) = 83,9474\% = 0,839474$$

Momen yang terjadi di daerah column strip :

$$M_{\text{kiri (-) transversal}} = 0,839474 \times 13104,7 = 11001,03 \text{ Kg-m}$$

Momen yang terjadi di daerah middle strip :

$$M_{\text{kiri (-) transversal}} = 13104,7 - 11001,03 = 2103,64 \text{ Kg-m}$$

### **Momen Tumpuan Ujung Kanan (Momen Negatif)**

Koefisien momen SNI 2847-2019 Tabel 8.10.4.2 = 0,65

$$M_{\text{kanan}} (-) \text{ transversal} = 0,65 \times M_o = 0,65 \times 20161,03 = 13104,7 \text{ Kg-m}$$

Persentase yang diterima column strip (lajur kolom) :

$$\%_{\text{int col}}^- = 75 + 30 \left( \frac{\alpha \times l_2}{l_1} \right) + \left( 1 - \frac{l_2}{l_1} \right) = 83,9474\% = 0,839474$$

Momen yang terjadi di daerah column strip :

$$M_{\text{kanan}} (-) \text{ transversal} = 0,839474 \times 13104,7 = 11001,03 \text{ Kg-m}$$

Momen yang terjadi di daerah middle strip :

$$M_{\text{kanan}} (-) \text{ transversal} = 13104,7 - 11001,03 = 2103,64 \text{ Kg-m}$$

### **Momen Lapangan (Momen positif)**

Koefisien momen SNI 2847-2019 Tabel 8.10.4.2 = 0,35

$$M_{\text{kanan}} (+) \text{ transversal} = 0,35 \times M_o = 0,35 \times 20161,03 = 7056,36 \text{ Kg-m}$$

$$\%^+ = 60 + 30 \left( \frac{\alpha \times l_2}{l_1} \right) + \left( 1,5 - \frac{l_2}{l_1} \right) = 83,9474\% = 0,839474$$

Momen yang terjadi di daerah column strip :

$$M_{\text{lapangan}} (+) \text{ transversal} = 0,839474 \times 7056,36 = 5923,63 \text{ Kg-m}$$

Momen yang terjadi di daerah middle strip :

$$M_{\text{lapangan}} (+) \text{ transversal} = 7056,36 - 5923,63 = 1132,73 \text{ Kg-m}$$

### **3.1.7. Perhitungan Tulangan Longitudinal dan Transversal**

Berikut merupakan langkah perhitungan tulangan longitudinal dan transversal :

#### **1. Data Perencanaan**

$$\text{Diameter tulangan} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 20 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 0,9$$

#### **2. Hitung a (*compression depth*) tumpuan dan lapangan (asumsi $d-a/2 = 0,925d$ )**

$$A_s \text{ perlu} = \frac{M}{\emptyset \times 0,925d \times f_y}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85f_c' \times b}$$

#### **3. Cek apakah asumsi 0,925d benar**



$$d - \frac{a}{2} \geq 0,925d$$

4. Hitung As perlu baru

$$As_{\min 1} = \frac{0,0018 \times Ag \times 420}{f_y}$$

$$As_{\min 2} = 0,0014 \times Ag$$

$$As = \frac{M}{\phi \times (d - \frac{a}{2}) \times f_y}$$

5. Kontrol nilai  $\phi$

$$\frac{a}{d_t} = 0,375$$

$$\frac{a}{d} \leq \frac{a}{d_t}$$

6. Jumlah tulangan dan spasi perlu

$$s_{\max 1} = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2,5C_c$$

$$s_{\max 2} = 300 \left( \frac{280}{f_s} \right)$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{pakai}}}$$

$$s_{\text{perlu}} = \frac{L}{n_{\text{pakai}}}$$

7. Perhitungan tulangan longitudinal

**Tabel 3.4** Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Longitudinal

	Longitudinal					
	Column Strip			Middle Strip		
	Kiri (-)	Lapangan (+)	Kanan (-)	Kiri (-)	Lapangan (+)	Kanan (-)
Mu (Kgm)	11001.03	5923.63	11001.03	2103.645	1132.732	2103.645
Tulangan, D (mm)	10	10	10	10	10	10
$\phi$	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Selimum (mm)	20	20	20	20	20	20
Tebal Pelat (mm)	120	120	120	120	120	120
d (mm)	95	95	95	95	95	95
As perlu ( $\text{mm}^2$ ) dengan asumsi $d-a/2 = 0.925d$	3311.891	1783.33	3311.891	633.3083	341.0122	633.3083
a (mm)	8.202826	4.41691	8.202826	1.568566	0.844612	1.568566
Cek apakah asumsi 0,925d benar	OK	OK	OK	OK	OK	OK
As Perlu ( $\text{mm}^2$ )	3201.727	1688.84	3201.727	590.6867	316.8448	590.6867
As min ( $\text{mm}^2$ )	1231.2	1231.2	1231.2	1231.2	1231.2	1231.2
Kontrol nilai $\phi$	OK	OK	OK	OK	OK	OK
As pakai ( $\text{mm}^2$ )	78.5	78.5	78.5	78.5	78.5	78.5
S max (mm)	300	300	300	300	300	300
Jumlah tulangan, n	40.78633	21.5138	40.78633	7.524671	4.036239	7.524671
n pakai	50	50	50	50	50	50
S perlu (mm)	114.000	114.000	114.000	114.000	114.000	114.000
S pakai (mm)	100	100	100	100	100	100
Cek As pakai	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	13486.17	13767	13486.17	13978.31	14032.02	13978.31
Cek $\phi M_n > M_u$	OK	OK	OK	OK	OK	OK

∴ Jadi digunakan tulangan longitudinal Ø10 – 100mm

## 8. Perhitungan tulangan transversal

**Tabel 3.5** Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Longitudinal

	Transversal					
	Column Strip			Middle Strip		
	Kiri (-)	Lapangan (+)	Kanan (-)	Kiri (-)	Lapangan (+)	Kanan (-)
Mu (Kgm)	5724.672	3082.52	5724.672	3471.588	1869.317	3471.588
Tulangan, D (mm)	10	10	10	10	10	10
$\phi$	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Selimum (mm)	20	20	20	20	20	20
Tebal Pelat (mm)	120	120	120	120	120	120
d (mm)	95	95	95	95	95	95
As perlu ( $\text{mm}^2$ ) dengan asumsi $d-a/2 = 0.925d$	1723.429	928	1723.429	1045.132	562.7633	1045.132
a (mm)	4.268555	2.29845	4.268555	2.588562	1.393841	2.588562
Cek apakah asumsi 0,925d benar	OK	OK	OK	OK	OK	OK
As Perlu ( $\text{mm}^2$ )	1630.81	868.912	1630.81	980.0998	524.4031	980.0998
As min ( $\text{mm}^2$ )	1231.2	1231.2	1231.2	1231.2	1231.2	1231.2
Kontrol nilai $\phi$	OK	OK	OK	OK	OK	OK
As pakai ( $\text{mm}^2$ )	78.5	78.5	78.5	78.5	78.5	78.5
S max (mm)	300	300	300	300	300	300
Jumlah tulangan, n	20.77465	11.0689	20.77465	12.48535	6.680294	12.48535
n pakai	25	25	25	25	25	25
S perlu (mm)	228.000	228.000	228.000	228.000	228.000	228.000
S pakai (mm)	200	200	200	200	200	200
Cek As pakai	OK	OK	OK	OK	OK	OK
$\phi M_n$ (kgm)	6889.011	6962.09	6889.011	6951.325	6995.638	6951.325
Cek $\phi M_n > M_u$	OK	OK	OK	OK	OK	OK

∴ Jadi digunakan tulangan longitudinal Ø10 – 200mm

### 3.2. Tangga

#### 3.2.1. Data Perencanaan

Data perencanaan yang diperlukan untuk merencanakan konstruksi tangga adalah sebagai berikut:

- Mutu beton ( $f_c'$ ) = 35 MPa
- Mutu baja ( $f_y$ ) = 392 MPa
- Tinggi antar lantai = 4 m
- Panjang bordes = 270 cm
- Lebar bordes = 200 cm
- Lebar tangga = 140 cm
- Tebal pelat tangga ( $t_p$ ) = 20 cm
- Tebal pelat bordes = 20 cm
- Tinggi injakan ( $t$ ) = 18 cm
- Lebar injakan ( $i$ ) = 30 cm
- Jumlah tanjakan ( $n_T$ ) = Tinggi lantai /  $t = 400/18 = 23$  buah
- Jumlah injakan ( $n_i$ ) =  $n_T - 1 = 23 - 1 = 22$  buah
- Jumlah tanjakan ke bordes = 12 buah
- Jumlah Injakan ke bordes = 11 buah
- Jumlah tanjakan dari bordes = 11 buah
- Jumlah injakan dari bores = 10 buah
- Elevasi bordes = 216 cm
- Panjang horizontal plat tangga =  $i \times \text{jumlah injakan bordes} = 330$  cm
- Kemiringan tangga ( $\alpha$ )

$$\tan \alpha = \frac{\text{elevasi bordes}}{\text{panjang horizontal pelat tangga}} = \frac{216 + 20}{330} = 35.6^\circ$$

Cek syarat:

$$\triangleright 60 < (2t + i) \leq 70$$

$$60 < (2 \times 18 + 30) \leq 70$$

$$60 < 66 \leq 70 \rightarrow (\text{OK})$$

$$\triangleright 25 \leq \alpha \leq 40$$

$$25 \leq 35.6^\circ \leq 40 \rightarrow (\text{OK})$$

$$\triangleright \text{Tebal pelat rata-rata anak tangga} = (i/2) \sin \alpha$$

$$\text{Tebal pelat rata-rata anak tangga} = (30/2) \sin 35.6^\circ$$

$$\text{Tebal pelat rata-rata anak tangga} = 8.726 \text{ cm}$$

$$\triangleright \text{Tebal Pelat rata-rata} = t_p + t_r = 20 + 8.726 = 28.726 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

### 3.2.2. Perhitungan Pembebanan dan Analisa Struktur

#### a. Pembebanan Tangga

##### Beban Mati (DL)

$$\text{Pelat Tangga} = \frac{0.3}{\cos 35.6^\circ} \times 2400 = 885.1731 \text{ kg/m}$$

$$\text{Tegel horizontal} = 24 \text{ kg/m}$$

$$\text{Tegel vertikal} = 24 \text{ kg/m}$$

$$\text{Spesi horizontal (2 cm)} = 42 \text{ kg/m}$$

$$\text{Spesi vertical (2 cm)} = 42 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sandaran} = \underline{50 \text{ kg/m} +}$$

$$\text{Total (DL)} = 1067.173 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban Hidup (LL): } 1 \text{ m} \times 479 \text{ kg/m}^2 = 479 \text{ kg/m}$$

Kombinasi Beban:

$$Q_U = 1.2D_L + 1.6L_L$$

$$Q_U = 1.2(1067.173) + 1.6(479)$$

$$Q_U = 2047.008 \text{ kg/m}$$

#### b. Pembebanan Pelat Bordes

##### Beban Mati (DL)

$$\text{Pelat bordes} = 0.2 \times 2400 \times 1 \text{ m} = 480 \text{ kg/m}$$

$$\text{Spesi} = 2 \times 21 \times 1 \text{ m} = 42 \text{ kg/m}$$

$$\text{Tegel} = 24 \times 1 \text{ m} = \underline{24 \text{ kg/m} +}$$

$$\text{Total (DL)} = 546 \text{ kg/m}$$

**Beban Hidup (LL):**  $1 \text{ m} \times 479 \text{ kg/m}^2 = 479 \text{ kg/m}$

Kombinasi Beban:

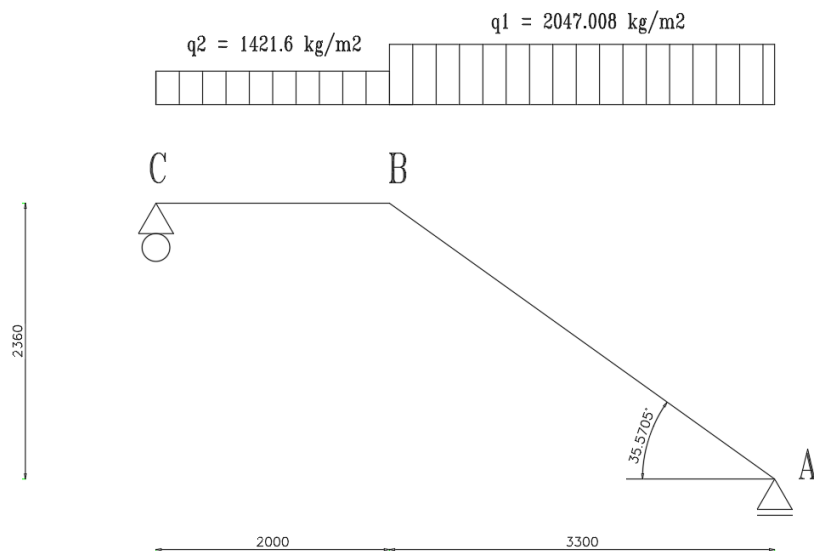
$$Q_U = 1.2D_L + 1.6L_L$$

$$Q_U = 1.2(546) + 1.6(479)$$

$$Q_U = 1421.6 \text{ kg/m}$$

### 3.2.3. Analisis Gaya Dalam

Pada proses analisa struktur tangga ini, digunakan perhitungan statis tak tentu dengan perletakan Sendi-Rol, dimana pembebanan tangga dan output sebagai berikut :



Gambar 3.3 Pembebanan Pada Tangga

$$\Sigma M_A = 0$$

$$(R_C \times 5.3) - (q_2 \times 2 \times 4.3) - (q_1 \times 3.3 \times 1.65) = 0$$

$$(5.3R_C) - (12225.76) - (11145.957) = 0$$

$$R_C = 4409.758 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_C = 0$$

$$(5.3R_A) - (q_2 \times 2 \times 1) - (q_1 \times 3.3 \times (1.65 + 2)) = 0$$

$$(5.3R_A) - (2843.2) - (24656.2076) = 0$$

$$R_A = 5188.567 \text{ kg}$$

Kontrol

$$\Sigma V_A = 0$$

$$R_A + R_C - (q_2 \times 2) - (q_1 \times 3.3) = 0$$

$$5188.567 + 4409.758 - (2843.2) - (6755.125) = 0$$

$$0 = 0 \text{ (OK)}$$

Gaya dalam yang terjadi

a. Gaya Lintang (D)

$$\text{Titik C} \quad D_{C \text{ kanan}} = R_C = 4409.758 \text{ kg}$$

$$\text{Titik B} \quad D_{B \text{ kiri}} = R_C - (q_2 \times 2) = 1566.558 \text{ kg}$$

$$D_{B \text{ kanan}} = D_{B \text{ kiri}} \times \cos \alpha = 1274.239 \text{ kg}$$

$$\text{Titik A} \quad D_{A \text{ kiri}} = -R_A \times \cos \alpha = -4220.38 \text{ kg}$$

b. Gaya Normal (N)

$$N_{C \text{ kanan}} = 0 \text{ kg}$$

$$N_{B \text{ kiri}} = 0 \text{ kg}$$

$$N_{B \text{ kanan}} = (-R_A + q_1 \times) \sin \alpha = 911.274 \text{ kg}$$

$$N_{A \text{ kiri}} = -R_A \sin \alpha = -3018.213 \text{ kg}$$

c. Gaya Momen (M)

$$M_{X1} = R_C \times X_2 - \frac{1}{2} q_2 \times x_2^2$$

$$M_C = 0$$

$$M_B = R_C \times X_2 - \frac{1}{2} q_2 \times x_2^2$$

$$M_B = 4409.758 \times 2 - \frac{1}{2} 1421.6 \times 2^2$$

$$M_B = 5976.316 \text{ kg.m}$$

Gaya Momen maksimum ( $M_{\max}$ )

$$R_A - q_1 \times x = 0$$

dimana x adalah jarak titik yang ditinjau dari perletakan titik A

$$x = \frac{R_a}{q_1} = \frac{5188.567}{2047.008} = 2.535 \text{ m} < x_1 = 3.3 \text{ m}$$

Momen maksimum terjadi di titik sejauh x = 2.535 m dari titik A

$$M_{\max} = R_A \times x - \frac{1}{2} q_1 \times x^2$$

$$M_{\max} = 5188.567 \times 2.535 - \frac{1}{2} 2047.008 \times 2.535^2$$

$$M_{\max} = 6575.753 \text{ kg. m}$$

### 3.2.4. Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes

- Penulangan Pelat Tangga

Data-Data Perencanaan

Mutu beton ( $f'_c$ ) = 35 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 392 MPa

Berat jenis beton = 2400 kg/m<sup>3</sup>

D tulangan lentur = 13 mm

Tebal pelat tangga = 200 mm

Tebal pelat bordes = 200 mm

Tebal selimut beton = 20 mm

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \geq 0.65 = 0.8$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.8 \times 35}{392} \left( \frac{600}{600 + 392} \right)$$

$$\rho_b = 0.036722$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.036722 = 0.027542$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{392} = 0.003571$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{35}}{392} = 0.003773$$

Diambil nilai  $\rho_{\min}$  yang paling besar yaitu 0.003773

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{392}{0.85 \times 35} = 13.176$$

$$d = 200 - 20 - \frac{1}{2} 13 = 173.5 \text{ mm}$$

#### ➤ Tulangan Utama

$$M_{\max} = 6575.753 \text{ kg.m} = 65757526.4 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_U}{0.8 \times b \times d^2} = \frac{65757526.4}{0.8 \times 1000 \times 173.5^2} = 2.731 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{13.176} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13.176 \times 2.731}{392}} \right)$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0.0073$ , sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

$$A_{s-\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$A_{s-\text{perlu}} = 0.0073 \times 1000 \times 173.5$$

$$A_{s-\text{perlu}} = 1269.79 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3 adalah:

Nilai spasi maksimum antar tulangan utama merupakan nilai terkecil dari  $3t_p$  dan 450 mm.

Maka:

$$3 \times t_p = 3 \times 200 = 600 \text{ mm}$$

$$450 \text{ mm}$$

Diambil nilai  $S_{\max} = 450 \text{ mm}$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{D13}}} = \frac{1269.79}{132.7323} = 9.566 \approx 10 \text{ buah}$$



Jarak tulangan,  $S = 1000/10 = 100 \text{ mm} < S_{\text{maks}} \rightarrow (\text{OK})$

Maka digunakan tulangan lentur D13-100

➤ Tulangan Lentur Arah Melintang Pelat

Pada penulangan arah Y dipasang tulangan pembagi untuk menahan susut dan suhu dengan  $\rho_{\text{min}} = 0,002$  (SNI 2847:2019 pasal 24.4.3.2)

$$d = 200 - 20 - 13 - 13/2 = 160.5 \text{ mm}$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0.002 \times b \times d$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 0.002 \times 1000 \times 160.5$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = 321 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 2847:2019 pasal 7.7.6.2.1 adalah:

Spasi antar tulangan susut dan suhu tidak boleh melebihi yang terkecil dari 5h dan 450 mm.

Maka:

$$5 \times t_p = 5 \times 200 = 1000 \text{ mm}$$

$$450 \text{ mm}$$

Diambil nilai  $S_{\text{maks}} = 450 \text{ mm}$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{D13}}} = \frac{321}{132.7323} = 2.418 \approx 3 \text{ buah}$$

Jarak tulangan,  $S = 1000/3 = 333 \text{ mm} > S_{\text{maks}} = 450 \text{ mm}$

$$S = 330 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan susut D13-330 mm.

- Penulangan Pelat Bordes

➤ Tulangan Utama Pelat Bordes

$$M_{\max} = 5976.3158 \text{ kg.m} = 59763157.997 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0.8 \times b \times d^2} = \frac{59763157.997}{0.8 \times 1000 \times 173.5^2} = 2.482 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{13.176} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13.176 \times 2.482}{392}} \right)$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0.0066$ , sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

$$A_{s-\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$A_{s-\text{perlu}} = 0.0066 \times 1000 \times 173.5$$

$$A_{s-\text{perlu}} = 1148.48 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 7.7.2.3 adalah:

Nilai spasi antar tulangan utama merupakan nilai terkecil dari 3h dan 450 mm.

Maka:

$$3 \times t_p = 3 \times 200 = 600 \text{ mm}$$

$$450 \text{ mm}$$

Diambil nilai  $S_{\max} = 450 \text{ mm}$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{sD13}} = \frac{1148.48}{132.732} = 8.653 \approx 9 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan, } S = 1000/9 = 111.111 \text{ mm} \approx 110 \text{ mm} < S_{\max} \rightarrow (\text{OK})$$

Maka digunakan tulangan lentur D13-110

➤ Tulangan Lentur Arah Melintang Pelat Bordes

Pada penulangan arah Y dipasang tulangan pembagi untuk menahan susut dan suhu dengan  $\rho_{\min} = 0,002$  (SNI 2847:2019 pasal 24.4.3.2)

$$d = 200 - 20 - 13 - 13/2 = 160.5 \text{ mm}$$

$$A_{s_{perlu}} = 0.002 \times b \times d$$

$$A_{s_{perlu}} = 0.002 \times 1000 \times 160.5$$

$$A_{s_{perlu}} = 321 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 2847:2019 pasal 7.7.6.2.1 adalah:

Spasi antar tulangan susut dan suhu tidak boleh melebihi yang terkecil dari 5h dan 450 mm.

Maka:

$$5 \times t_p = 5 \times 200 = 1000 \text{ mm}$$

$$450 \text{ mm}$$

Diambil nilai  $S_{maks} = 450 \text{ mm}$

$$n_{tulangan} = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{s_{D13}}} = \frac{321}{132.7323} = 2.418 \approx 3 \text{ buah}$$

Jarak tulangan,  $S = 1000/3 = 333 \text{ mm} > S_{maks} \dots$

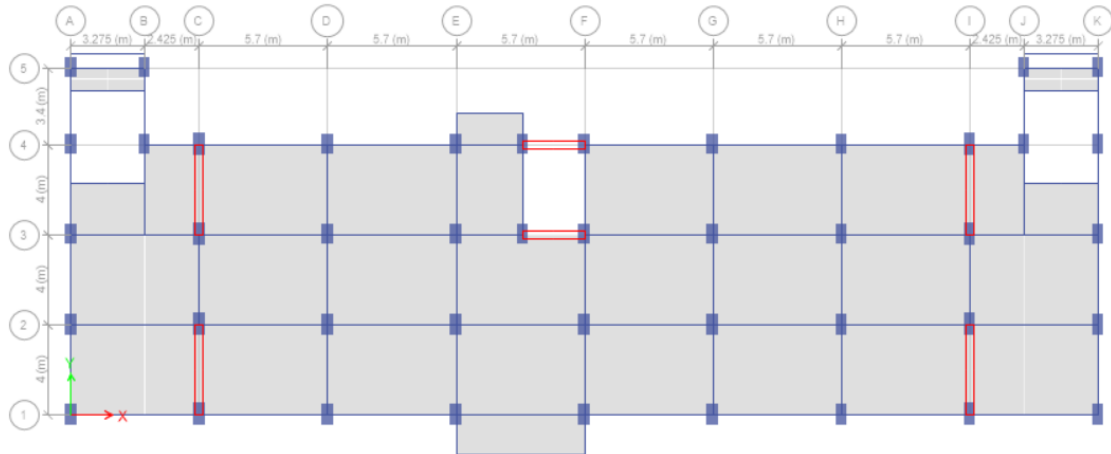
$$S = 330 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan susut D13-330.

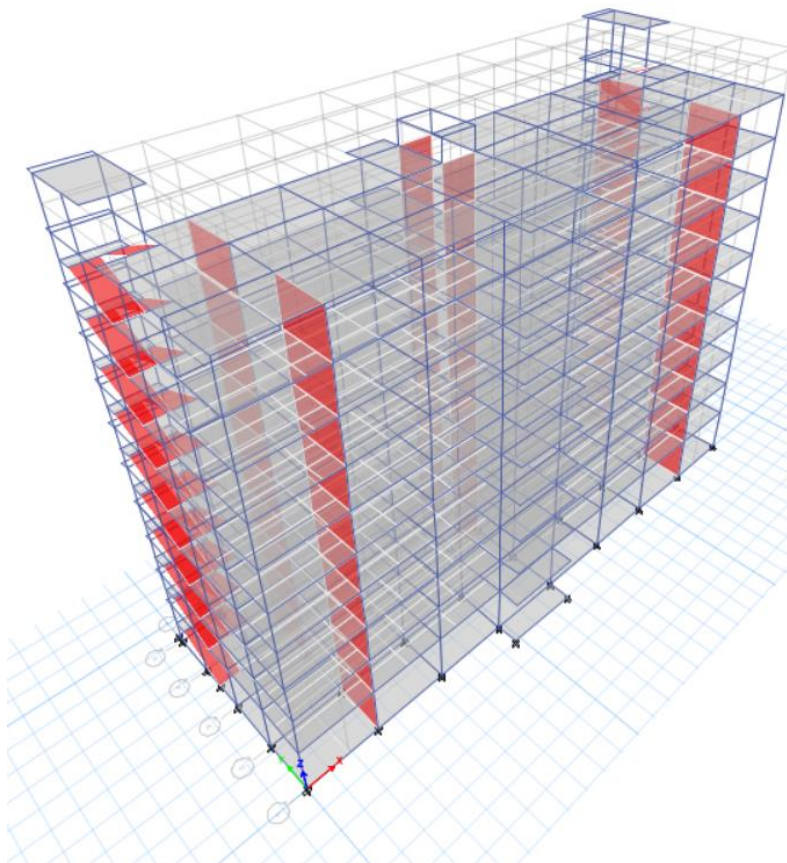
## BAB IV

### ANALISA STRUKTUR

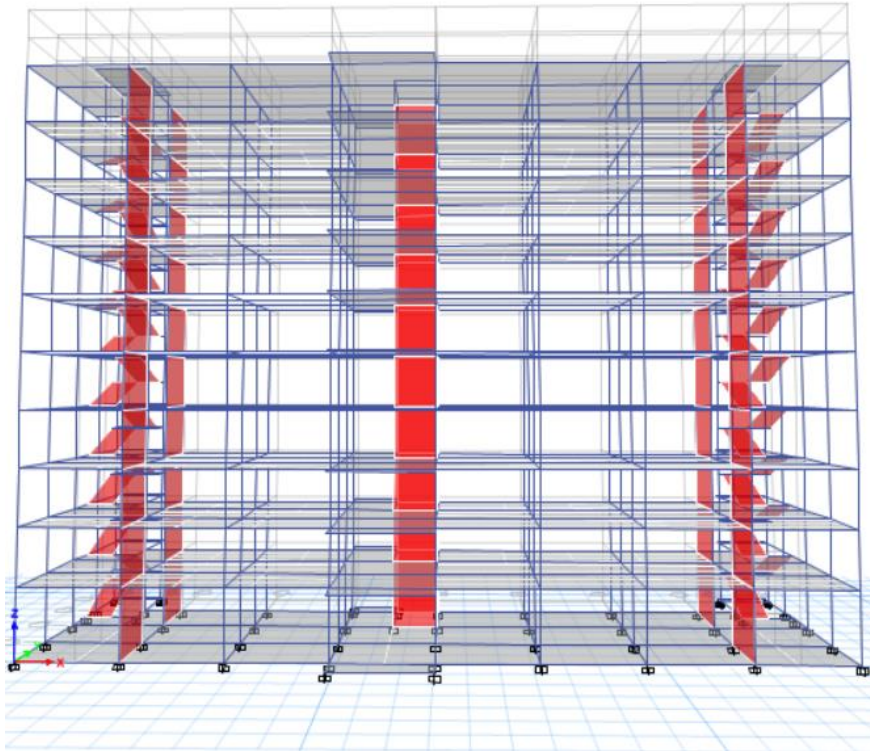
#### 4.1. Permodelan Struktur



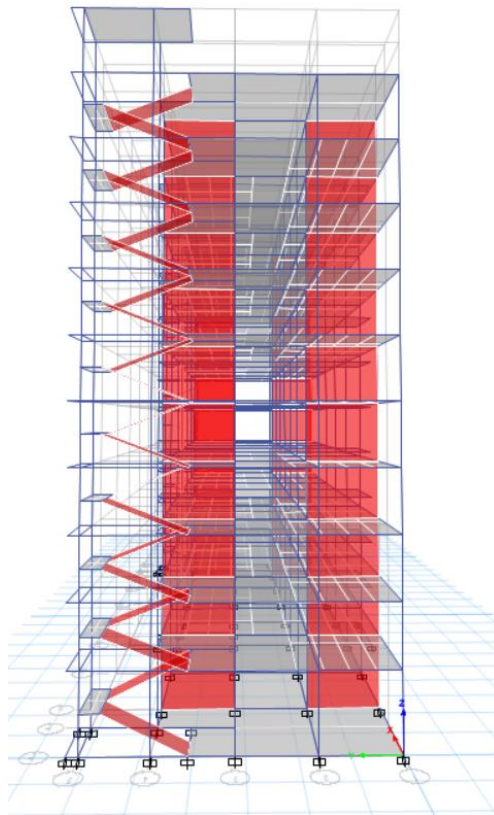
**Gambar 4.1** Permodelan *view* Struktur X-Y



**Gambar 4.2** Permodelan Struktur *view* 3D



**Gambar 4.3** Permodelan Struktur *view X-Z*



**Gambar 4.4** Permodelan Struktur *view Y-Z*

## 4.2. Data Material dan Besaran Massa

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a concrete material. The 'General Data' section includes 'Material Name' (Fc' 35 MPa), 'Material Type' (Concrete), 'Directional Symmetry Type' (Isotropic), 'Material Display Color' (green), and 'Material Notes'. The 'Material Weight and Mass' section has 'Specify Weight Density' selected, with 'Weight per Unit Volume' at 23.5631 kN/m³ and 'Mass per Unit Volume' at 2402.77 kg/m³. The 'Mechanical Property Data' section includes 'Modulus of Elasticity, E' (27805.57 MPa), 'Poisson's Ratio, U' (0.2), 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (0.0000099 1/C), and 'Shear Modulus, G' (11585.66 MPa). The 'Design Property Data' section has a 'Modify/Show Material Property Design Data...' button. The 'Advanced Material Property Data' section has buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'. The dialog has 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	Fc' 35 MPa	
	Material Type	Concrete	
	Directional Symmetry Type	Isotropic	
	Material Display Color	Green	
	Material Notes		
Material Weight and Mass	Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	
	Weight per Unit Volume	23.5631	kN/m³
	Mass per Unit Volume	2402.77	kg/m³
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	27805.57	MPa
	Poisson's Ratio, U	0.2	
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099	1/C
	Shear Modulus, G	11585.66	MPa
	Design Property Data	Modify/Show Material Property Design Data...	
Advanced Material Property Data	Nonlinear Material Data...		
	Material Damping Properties...		
	Time Dependent Properties...		

**Gambar 4.5** Data Material Beton  $f_c'$  35 MPa

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a rebar material. The 'General Data' section includes 'Material Name' (Fy 420), 'Material Type' (Rebar), 'Directional Symmetry Type' (Uniaxial), 'Material Display Color' (magenta), and 'Material Notes'. The 'Material Weight and Mass' section has 'Specify Weight Density' selected, with 'Weight per Unit Volume' at 76.9729 kN/m³ and 'Mass per Unit Volume' at 7849.047 kg/m³. The 'Mechanical Property Data' section includes 'Modulus of Elasticity, E' (199947.98 MPa) and 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (0.000117 1/C). The 'Design Property Data' section has a 'Modify/Show Material Property Design Data...' button. The 'Advanced Material Property Data' section has buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'. The dialog has 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	Fy 420	
	Material Type	Rebar	
	Directional Symmetry Type	Uniaxial	
	Material Display Color	Magenta	
	Material Notes		
Material Weight and Mass	Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	
	Weight per Unit Volume	76.9729	kN/m³
	Mass per Unit Volume	7849.047	kg/m³
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	199947.98	MPa
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0.000117	1/C
	Design Property Data	Modify/Show Material Property Design Data...	
Advanced Material Property Data	Nonlinear Material Data...		
	Material Damping Properties...		
	Time Dependent Properties...		

**Gambar 4.6** Data Material Baja Tulangan  $f_y$  420 MPa

Besaran massa elemen struktur (mass source) yang digunakan pada perhitungan massa untuk analisa modal menggunakan pilihan ketiga dimana berat sendiri akan dihitung oleh struktur,

sedangkan beban-beban lainnya ditambahkan dengan perbesaran yang sesuai dengan jenis bebannya. Massa-massa beban yang dimasukkan adalah :

Beban DL + SDL = Multiplier 1,00

Beban LL = Multiplier 0,5

Mass Source Name: MsSrc1

Mass Source

- ☐ Element Self Mass
- ☐ Additional Mass
- ☒ Specified Load Patterns
- ☐ Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
  - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
  - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Dead	1
Dead	1
Live	0.5
Live Partisi	1
Dead (dinding bata hebel)	1

Mass Options

- ☒ Include Lateral Mass
- ☐ Include Vertical Mass
- ☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

**Gambar 4.7** Data Mass Source

#### 4.3. Menentukan Respon Spektrum dan Gaya Gempa

Masukkan data beban gempa pada *Response Spectrum box* dengan cara pilih pada menu *Define > Response Spectrum > Add New Spectrum*

Function Name: PASAR REBO

Function Damping Ratio: 0.05

Parameters

- 0.2 Sec Spectral Accel, S<sub>s</sub>: 0.7
- 1 Sec Spectral Accel, S<sub>1</sub>: 0.4
- Long-Period Transition Period: 20
- Site Class: F
- Site Coefficient, F<sub>a</sub>: 1.249
- Site Coefficient, F<sub>v</sub>: 2.4

Calculated Values for Response Spectrum Curve

- SDS = (2/3) \* F<sub>a</sub> \* S<sub>s</sub>: 0.5829
- SD1 = (2/3) \* F<sub>v</sub> \* S<sub>1</sub>: 0.64

Convert to User Defined

Function Graph

Function Points

Period	Acceleration
0	0.2331
0.2196	0.5829
1.098	0.5829
1.2	0.5333
1.4	0.4571
1.6	0.4
1.8	0.3556
2	0.32
2.5	0.256
3	0.2133

Plot Options

- ☒ Linear X - Linear Y
- ☐ Linear X - Log Y
- ☐ Log X - Linear Y
- ☐ Log X - Log Y

OK Cancel

**Gambar 4.8** Data Respon Spektrum Pasar Rebo

Lalu masukkan scale factor beban gempa arah x dan y dengan persamaan berikut

$$\text{Faktor Skala} = G \times \frac{I}{R}$$

Dimana :

G	= Percepatan gravitasi	= 9,81 m/s <sup>2</sup>
I	= Faktor keutamaan gempa	= 1
R	= Koefisien modifikasi respons	= 7

**Gambar 4.9** *Load Case Scale Factor*

#### 4.4. Hasil Analisa Struktur

Hasil analisa struktur didapatkan dari piranti lunak ETABS v18 berikut output analisa run pertama

##### 4.4.1. Rasio Partisipasi Modal Massa

**Tabel 4.1** *Modal Participating Mass Ratios*



TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	1.45	79%	0%	0%	0.7855	0.0001	0	0%	36%	0%	0.0001	0.363	0.0032
Modal	2	1.084	0%	75%	0%	0.7856	0.7516	0	41%	0%	0%	0.4117	0.3631	0.0032
Modal	3	0.924	0%	0%	0%	0.7889	0.7516	0	0%	0%	75%	0.4117	0.3652	0.7519
Modal	4	0.45	11%	0%	0%	0.9012	0.7516	0	0%	43%	0%	0.4117	0.7941	0.7522
Modal	5	0.312	0%	13%	0%	0.9012	0.8812	0	35%	0%	0%	0.7628	0.7942	0.7522
Modal	6	0.271	0%	0%	0%	0.9017	0.8813	0	0%	0%	13%	0.7629	0.7955	0.8801
Modal	7	0.24	4%	0%	0%	0.9431	0.8813	0	0%	6%	0%	0.7629	0.8556	0.8802
Modal	8	0.172	0%	0%	0%	0.9466	0.8813	0	0%	1%	0%	0.7629	0.8645	0.8809
Modal	9	0.165	0%	0%	0%	0.9514	0.8814	0	0%	1%	0%	0.763	0.8777	0.8818
Modal	10	0.152	0%	5%	0%	0.9514	0.9307	0	7%	0%	0%	0.8378	0.8777	0.8819
Modal	11	0.145	2%	0%	0%	0.9678	0.9307	0	0%	4%	0%	0.8379	0.9226	0.8863
Modal	12	0.138	0%	0%	0%	0.9685	0.9307	0	0%	0%	3%	0.8379	0.925	0.9197

Dari tabel didapatkan :

Periode pada mode 1 : 1,45 detik dengan translasi searah sumbu X.

Periode pada mode 2 : 1,084 detik dengan translasi searah sumbu Y.

#### 4.4.2. Story Shear

Output story shear ETABS v18 untuk melihat gaya geser dasar dinamik terhadap gaya gempa arah x dan y sebelum dikali skala faktor.

**Tabel 4.2 Story Shear Response**

Gempa Arah X (belum di kali skala faktor)				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		kN	kN
Top Atap	36	Top	0	0
		Bottom	0	0
Mesin lift	34.4	Top	5.4273	0.1106
		Bottom	5.4273	0.1106
Lantai Atap	32.8	Top	436.8353	8.7076
		Bottom	451.7205	8.9607
Lantai 10	29.6	Top	914.5251	17.9751
		Bottom	927.3605	18.1966
Lantai 9	26.4	Top	1326.846	26.0933
		Bottom	1338.023	26.29
Lantai 8	23.2	Top	1687.072	33.2012
		Bottom	1696.841	33.3709
Lantai 7	20	Top	2000.385	39.2346
		Bottom	2008.82	39.3704
Lantai 6	16.8	Top	2268.604	44.0843
		Bottom	2275.739	44.18
Lantai 5	13.6	Top	2493.874	47.7271
		Bottom	2499.659	47.7796
Lantai 4	10.4	Top	2672.265	50.2257
		Bottom	2676.596	50.2398
Lantai 3	7.2	Top	2795.174	51.6182
		Bottom	2797.786	51.6067
Lantai 2	4	Top	2854.772	52.1278
		Bottom	2855.344	52.1023
Lantai 1	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

Gempa Arah Y (belum di kali skala faktor)				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		kN	kN
Top Atap	36	Top	0	0
		Bottom	0	0
Mesin lift	34.4	Top	0.0908	6.8404
		Bottom	0.0908	6.8404
Lantai Atap	32.8	Top	8.1184	564.9466
		Bottom	8.4174	584.9963
Lantai 10	29.6	Top	16.9122	1188.155
		Bottom	17.2034	1205.603
Lantai 9	26.4	Top	24.9262	1728.733
		Bottom	25.1971	1743.856
Lantai 8	23.2	Top	31.9308	2196.693
		Bottom	32.1679	2209.743
Lantai 7	20	Top	37.936	2597.304
		Bottom	38.1482	2608.342
Lantai 6	16.8	Top	43.046	2930.844
		Bottom	43.2334	2939.852
Lantai 5	13.6	Top	47.0666	3199.322
		Bottom	47.2231	3206.283
Lantai 4	10.4	Top	49.7499	3399.244
		Bottom	49.8725	3404.036
Lantai 3	7.2	Top	51.364	3523.545
		Bottom	51.441	3526.089
Lantai 2	4	Top	52.0987	3576.52
		Bottom	52.1023	3577.01
Lantai 1	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

#### 4.5. Perhitungan Faktor Skala Gempa

##### 1. Periode Natural Struktur ( $T_a$ )

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

dimana berdasarkan tabel 18 SNI 1726-208, untuk struktur yang menggunakan sistem ganda, nilai

$$C_t : 0,0488$$

$$x : 0,75$$

$$h_n : \text{Tinggi bangunan struktur} : 32,8 \text{ meter}$$

**Tabel 4.3** Parameter Pendekatan Periode Natural

Tipe struktur	$C_t$	$x$
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
• Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Dengan demikian;

$$T_a \text{ min} = 0,0488 \times 32,8^{0,75} = 0,668845 \text{ detik.}$$

##### 2. Periode Maksimum Struktur ( $T_{max}$ )

$$T_{maks} = C_u \times T_a$$

Nilai  $C_u$  tergantung pada Tabel 17 SNI 1726-2018

**Tabel 4.4** Koefisien Batas Periode,  $C_u$

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, $S_{DI}$	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Karena nilai  $S_{DI} > 0,4$ , maka  $C_u = 1,4$

Dengan demikian,

$$T_{max-x} = 1,4 \times 0,668845 = 0,936382 \text{ detik}$$

$$T_{max-y} = 1,4 \times 0,668845 = 0,936382 \text{ detik}$$

##### 3. Periode Analisis Struktur ( $T$ )

$$T_x = 1,45 \text{ detik}$$

$$T_y = 1,084 \text{ detik}$$

$$T_L = 20 \text{ detik}$$

Karena  $T_x$  dan  $T_y < T_{max}$ , maka periode yang digunakan adalah  $T_x$  dan  $T_y$

$$T_x = 0,936382 \text{ detik}$$

$$T_y = 0,936382 \text{ detik}$$

#### 4. Perhitungan Koefisien Respon Seismik ( $C_s$ )

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = 0,08327 \text{ g}$$

$$\begin{aligned} C_{s \min} &= 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \\ &= 0,02565 \geq 0,01 \end{aligned}$$

Untuk  $T \leq T_L$  :

$$C_{s \max} = \frac{S_{DS}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} = 0,09764 \text{ g}$$

Karena  $C_{s \min} \leq C_s \leq C_{s \max}$ , maka  $C_s$  pakai :

$$C_{s_x} = 0,08327 \text{ g}$$

$$C_{s_y} = 0,08327 \text{ g}$$

#### 5. Perhitungan Gaya Geser Nominal Statik Ekuivalen

$$W = 5231493 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{statik-x}} = C_{s_x} \times W = 0,08327 \times 5.231.493 = 435609 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{statik-y}} = C_{s_y} \times W = 0,08327 \times 5.231.493 = 435609 \text{ Kg}$$

#### 6. Perhitungan Faktor Skala Gempa

Dari output analisa struktur yang didapat dari *story shear response*, didapatkan nilai Gaya geser dasar nominal dinamik :

$$V_{\text{dinamik-x}} = 2855,34 \text{ kN}$$

$$V_{\text{dinamik-y}} = 3577,01 \text{ kN}$$

Menurut pasal 7.9.1.4.1 SNI 1726-2019, apabila  $V_{\text{dinamik}}$  kurang dari 100% dari gaya geser statik ekuivalen ( $V_{\text{st}}$ ), maka gaya tersebut harus dikalikan dengan skala yang diperoleh dari  $V_{\text{statik}}$  dibandingkan dengan  $V_{\text{dinamik}}$ , berikut merupakan perhitungannya :

**Tabel 4.5** Faktor Skala Gempa

Wt (berat total bangunan)	5231492.89	Kgf
Vstatis arah X	435608.9746	Kgf
Vstatis arah Y	435608.9746	Kgf
Vdinamis arah X (ETABS)	274787.1707	Kgf
Vdinamis arah Y (ETABS)	344237.5113	Kgf
Cek arah X	GAYA HARUS DIKALI SKALA FAKTOR	Kgf
Cek arah Y	GAYA HARUS DIKALI SKALA FAKTOR	Kgf
Faktor Skala Arah X	1.585259506	
Faktor Skala Arah Y	1.265431455	

#### 4.6. Pengecekan Sistem Struktur

Sistem Struktur yang digunakan adalah sistem ganda, yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Struktural Khusus. Pada sistem ganda, sistem SRPMK memikul minimal 25% dari gaya seismik total. Dari analisa struktur didapatkan story shear lantai 2 sebagai total gaya geser dasar dibandingkan gaya geser dasar pada shear wall dengan cara melihat gaya geser dasar pada joint shearwall, berikut merupakan *joint reaction shearwall* :

**Tabel 4.6 Joint Reaction Shearwall**

Story	Output case	Fx (kN)	Story	Output case	Fy (kN)
Lantai 1	Ex	20.408	Lantai 1	Ey	233.4241
Lantai 1	Ex	18.2671	Lantai 1	Ey	240.3228
Lantai 1	Ex	17.0886	Lantai 1	Ey	177.7291
Lantai 1	Ex	17.302	Lantai 1	Ey	285.897
Lantai 1	Ex	335.0577	Lantai 1	Ey	8.388
Lantai 1	Ex	360.1804	Lantai 1	Ey	5.2271
Lantai 1	Ex	20.4759	Lantai 1	Ey	225.3054
Lantai 1	Ex	18.6494	Lantai 1	Ey	230.9471
Lantai 1	Ex	17.1045	Lantai 1	Ey	169.4295
Lantai 1	Ex	17.3032	Lantai 1	Ey	277.0002
Lantai 1	Ex	204.0033	Lantai 1	Ey	4.7296
Lantai 1	Ex	237.768	Lantai 1	Ey	6.0604
Total =		1283.608	Total =		1864.46

Dari perhitungan analisa struktur, didapatkan gaya geser seismik yang bekerja pada dinding geser searah sumbu x dan y :

**Tabel 4.7 Presentase Sistem Struktur**

Cek Sistem Struktur	kN	%
All Frame	Fx	2855.344
Shearwall	Fx	1283.608
All Frame	Fy	3577.01
Shearwall	Fy	1864.46

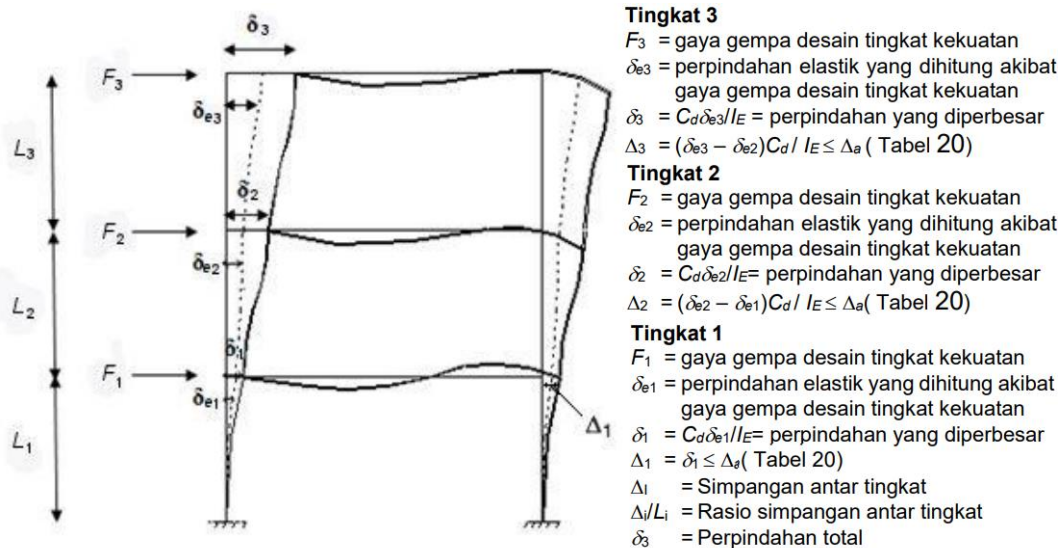
#### 4.7. Pengecekan Simpangan Antar Lantai

Nilai simpangan antar lantai akibat beban gempa didapat dari output analisa struktur *story response > maximum story displacement*, berikut merupakan hasilnya:

**Tabel 4.8 Maximum Story Displacement**

Gempa Arah X (setelah di kali skala faktor)					Gempa Arah Y (setelah di kali skala faktor)				
TABLE: Story Response					TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		mm	mm		m		mm	mm
Top Atap	36	Top	72.495	9.1	Top Atap	36	Top	1.011	45.466
Mesin lift	34.4	Top	70.469	1.408	Mesin lift	34.4	Top	0.785	43.088
Lantai Atap	32.8	Top	71.936	8.745	Lantai Atap	32.8	Top	0.865	42.526
Lantai 10	29.6	Top	68.662	8.328	Lantai 10	29.6	Top	0.799	39.68
Lantai 9	26.4	Top	64.199	7.804	Lantai 9	26.4	Top	0.806	36.311
Lantai 8	23.2	Top	58.413	7.104	Lantai 8	23.2	Top	0.804	32.32
Lantai 7	20	Top	51.358	6.235	Lantai 7	20	Top	0.792	27.728
Lantai 6	16.8	Top	43.191	5.215	Lantai 6	16.8	Top	0.752	22.645
Lantai 5	13.6	Top	34.126	4.087	Lantai 5	13.6	Top	0.67	17.28
Lantai 4	10.4	Top	24.503	2.914	Lantai 4	10.4	Top	0.604	11.919
Lantai 3	7.2	Top	14.793	1.778	Lantai 3	7.2	Top	0.511	6.877
Lantai 2	4	Top	5.994	0.782	Lantai 2	4	Top	0.292	2.682
Lantai 1	0	Top	0	0	Lantai 1	0	Top	0	0

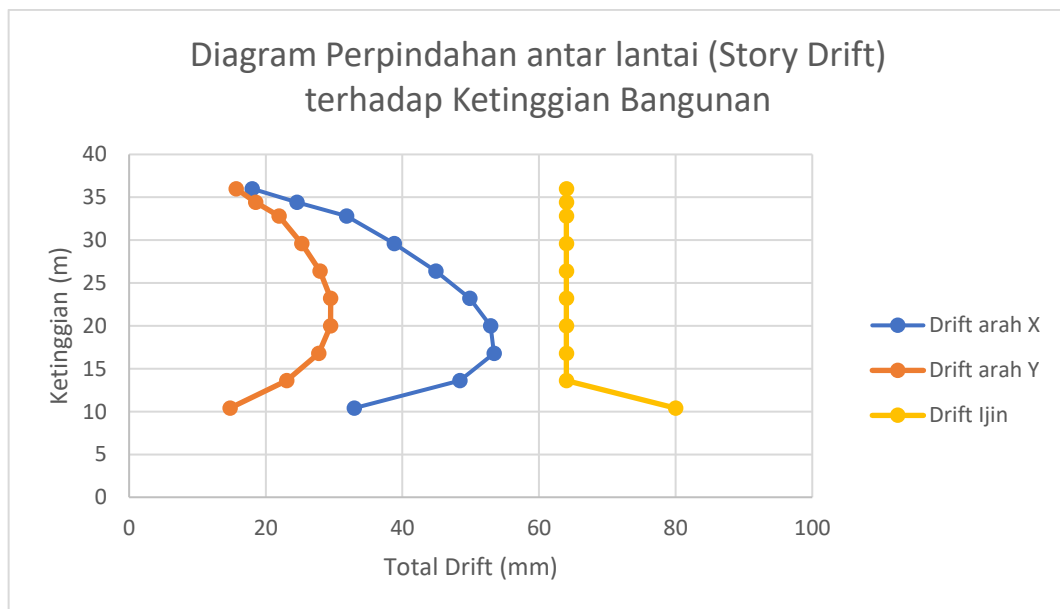
Simpangan antar tingkat izin diambil 0,02h dengan kategori risiko III, berikut merupakan perumusan penentuan simpangan antar tingkat :



**Gambar 4.10 Persyaratan Simpangan antar Lantai**

**Tabel 4.9 Rekapitulasi Perhitungan Simpangan antar Lantai**

Lantai	Tinggi	Simpangan		Drift Story		Drift Ijin Xdir & Ydir		
	Lantai	$\delta x$	$\delta y$	$\Delta X$	$\Delta Y$	$\Delta a$	X dir	Y dir
	(m)	(mm)	(cm)	(mm)	(mm)	(mm)	$\Delta x \leq \Delta a$	$\Delta y \leq \Delta a$
Lantai Atap	3.2	71.936	42.526	18.007	15.653	64	OK	OK
Lantai 10	3.2	68.662	39.68	24.5465	18.5295	64	OK	OK
Lantai 9	3.2	64.199	36.311	31.823	21.9505	64	OK	OK
Lantai 8	3.2	58.413	32.32	38.8025	25.256	64	OK	OK
Lantai 7	3.2	51.358	27.728	44.9185	27.9565	64	OK	OK
Lantai 6	3.2	43.191	22.645	49.8575	29.5075	64	OK	OK
Lantai 5	3.2	34.126	17.28	52.9265	29.4855	64	OK	OK
Lantai 4	3.2	24.503	11.919	53.405	27.731	64	OK	OK
Lantai 3	3.2	14.793	6.877	48.3945	23.0725	64	OK	OK
Lantai 2	4	5.994	2.682	32.967	14.751	80	OK	OK



**Gambar 4.11** Diagram Perpindahan antar Lantai terhadap Ketinggian Bangunan

∴ Dari gambar dan tabel diatas dapat disimpulkan bahwa *story drift* struktur kurang dari *story drift* ijin

#### 4.8. Pengecekan P-Delta

Pengaruh P-Delta ditentukan berdasarkan nilai dari koefisien stabilitas ( $\Theta$ ). Jika nilai  $\Theta$  lebih kecil dari nilai  $\Theta_{maksimum}$ , maka pengaruh P-Delta dapat diabaikan, maka pengaruh P-Delta dapat diabaikan. Nilai  $\Theta$  dan  $\Theta_{maksimum}$  dapat dihitung dengan rumus berikut :

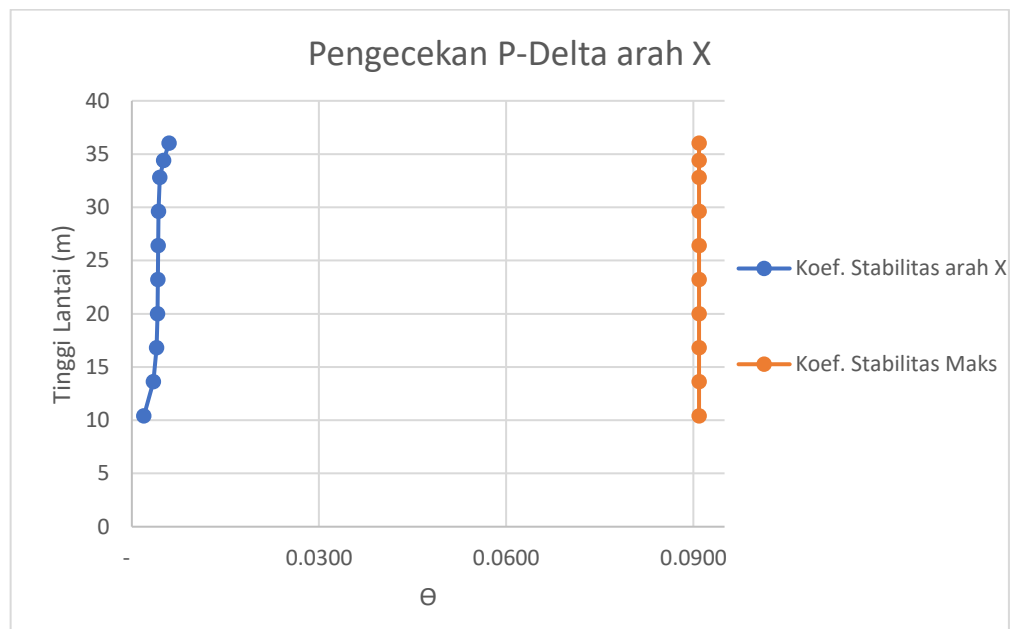
$$C_d = 5,5$$

$$\Theta = \frac{P \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

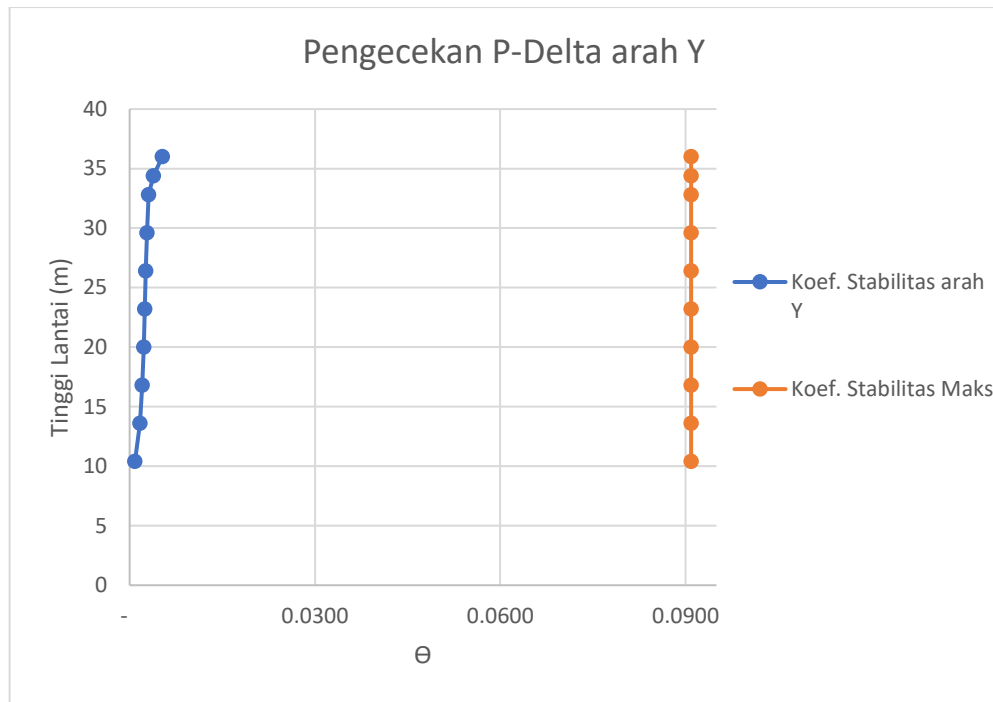
$$\Theta_{\text{maksimum}} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,025$$

**Tabel 4.10** Rekapitulasi Perhitungan Simpangan antar Lantai

Lantai	Tinggi	Px	Vx	Vy	Simpangan		Drift		$\theta_{max}$	Koefisien Stabilitas			
	Lantai (mm)		Vdesain X kN	Vdesain-Y kN	$\delta_x$ mm	$\delta_y$ mm	$\Delta X$ mm	$\Delta Y$ mm		$\theta_X$	note $\theta_X \leq \Delta a$	$\theta_Y$	note $\theta_Y \leq \Delta a$
Lantai Atap	3200	4,156.17	716.09	697.60	71.936	42.526	18.007	15.653	0.09091	0.0059	OK	0.0053	OK
Lantai 10	3200	5,518.73	1,515.01	1,515.01	68.662	39.68	24.5465	18.5295	0.09091	0.0051	OK	0.0038	OK
Lantai 9	3200	5,518.73	2,226.07	2,226.07	64.199	36.311	31.823	21.9505	0.09091	0.0045	OK	0.0031	OK
Lantai 8	3200	5,518.73	2,833.58	2,833.58	58.413	32.32	38.8025	25.256	0.09091	0.0043	OK	0.0028	OK
Lantai 7	3200	5,518.73	3,340.61	3,340.61	51.358	27.728	44.9185	27.9565	0.09091	0.0042	OK	0.0026	OK
Lantai 6	3200	5,518.73	3,750.61	3,750.61	43.191	22.645	49.8575	29.5075	0.09091	0.0042	OK	0.0025	OK
Lantai 5	3200	5,562.14	4,070.05	4,070.05	34.126	17.28	52.9265	29.4855	0.09091	0.0041	OK	0.0023	OK
Lantai 4	3200	5,614.08	4,302.60	4,302.60	24.503	11.919	53.405	27.731	0.09091	0.0040	OK	0.0021	OK
Lantai 3	3200	5,614.08	4,451.18	4,451.18	14.793	6.877	48.3945	23.0725	0.09091	0.0035	OK	0.0017	OK
Lantai 2	4000	5,820.90	4,526.46	4,526.46	5.994	2.682	32.967	14.751	0.09091	0.0019	OK	0.0009	OK



**Gambar 4.12** Pengecekan P-Delta arah X



**Gambar 4.13** Pengecekan P-Delta arah Y

∴ Dari gambar diatas dapat disimpulkan bahwa pengaruh P-Delta dapat diabaikan karena nilai  $\theta$  kurang dari  $\theta_{maksimum}$

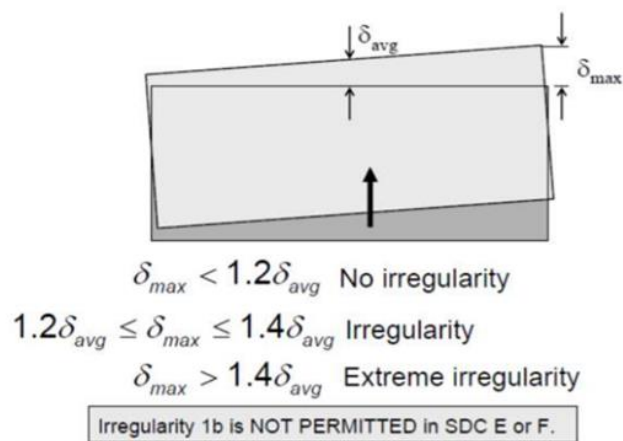
#### 4.9. Pengecekan Ketidakberaturan Struktur

##### 1. Pengecekan Ketidakberaturan Torsi 1a dan 1b

Berikut merupakan syarat ketidakberaturan struktur Torsi 1a dan 1b serta rekapitulasi hasil ketidakberaturan torsi 1a dan 1b.

#### Horizontal Structural Irregularities

##### 1a) and 1b) Torsional Irregularity



**Gambar 4.14** Persyaratan Ketidakberaturan Torsi 1a dan 1b



**Tabel 4.11** Ketidakberaturan Torsi arah X

Ketidakberaturan Torsional Arah X					
Story	$\delta_{max}$	$\delta_{avg}$	$1.2 \delta_{avg}$	$1.4 \delta_{avg}$	Ketidakberaturan Torsi
	m	m	m	m	
Lantai Atap	95.982	93.35	112.02	130.69	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 10	91.296	88.504	106.2048	123.9056	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 9	85.1	82.4105	98.8926	115.3747	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 8	77.216	74.716	89.6592	104.6024	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 7	67.717	65.479	78.5748	91.6706	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 6	56.81	54.906	65.8872	76.8684	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 5	44.778	43.2865	51.9438	60.6011	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 4	32.067	31.0305	37.2366	43.4427	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 3	19.299	18.7365	22.4838	26.2311	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 2	7.794	7.693	9.2316	10.7702	Tanpa Ketidakberaturan Torsi

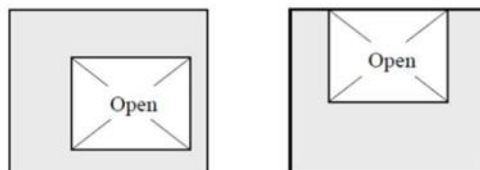
**Tabel 4.12** Ketidakberaturan Torsi arah Y

Ketidakberaturan Torsional Arah Y					
Story	$\delta_{max}$	$\delta_{avg}$	$1.2 \delta_{avg}$	$1.4 \delta_{avg}$	Ketidakberaturan Torsi
	m	m	m	m	
Lantai Atap	53.922	53.836	64.6032	75.3704	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 10	50.655	50.5025	60.603	70.7035	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 9	46.678	46.4845	55.7814	65.0783	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 8	41.823	41.584	49.9008	58.2176	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 7	36.102	35.8185	42.9822	50.1459	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 6	29.65	29.331	35.1972	41.0634	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 5	22.722	22.423	26.9076	31.3922	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 4	15.725	15.4165	18.4998	21.5831	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 3	9.125	8.825	10.59	12.355	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 2	3.612	3.408	4.0896	4.7712	Tanpa Ketidakberaturan Torsi

## 2. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

### Horizontal Structural Irregularities

#### 3) Diaphragm Discontinuity Irregularity

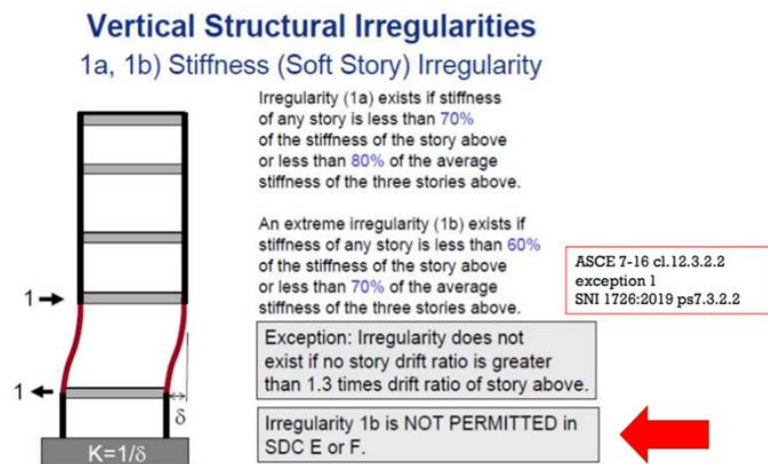


Irregularity exists if open area > 0.5 times floor area  
OR if effective diaphragm stiffness varies by more than  
50% from one story to the next.

**Gambar 4.15** Persyaratan Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma**Tabel 4.13** Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Story	$A_B$	$A_D$	$0.5 A_D$	Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma
	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	
Lantai Atap	11589587.03	5.84E+08	291877885.3	Tanpa Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma
Lantai 10	11589587.03	5.84E+08	291877885.3	Tanpa Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma
Lantai 9	11589587.03	5.84E+08	291877885.3	Tanpa Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma
Lantai 8	11589587.03	5.84E+08	291877885.3	Tanpa Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma
Lantai 7	11589587.03	5.84E+08	291877885.3	Tanpa Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma
Lantai 6	11589587.03	5.84E+08	291877885.3	Tanpa Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma
Lantai 5	11589587.03	5.84E+08	291877885.3	Tanpa Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma
Lantai 4	11589587.03	5.84E+08	291877885.3	Tanpa Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma
Lantai 3	11589587.03	5.84E+08	291877885.3	Tanpa Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma
Lantai 2	11589587.03	5.84E+08	291877885.3	Tanpa Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

### 3. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak 1a dan 1b



**Gambar 4.16** Persyaratan Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak 1a dan 1b

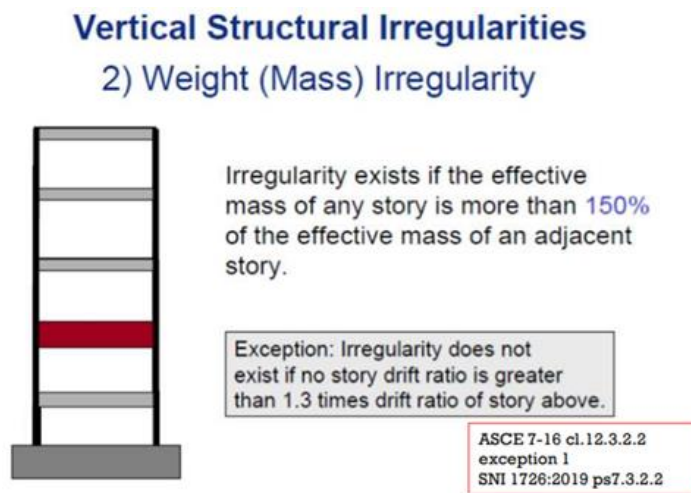
**Tabel 4.14** Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak arah X

Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak arah X						
Story	h	Shear	$\Delta X$	Kekakuan	cek 70%	cek 80%
	mm	kN	mm	kN/mm		
Lantai Atap	3200	716.09	18.007	39.77		
Lantai 10	3200	1,515.01	24.5465	61.72	Tanpa Ketidakberaturan	
Lantai 9	3200	2,226.07	31.823	69.95	Tanpa Ketidakberaturan	
Lantai 8	3200	2,833.58	38.8025	73.03	Tanpa Ketidakberaturan	Tanpa Ketidakberaturan
Lantai 7	3200	3,340.61	44.9185	74.37	Tanpa Ketidakberaturan	Tanpa Ketidakberaturan
Lantai 6	3200	3,750.61	49.8575	75.23	Tanpa Ketidakberaturan	Tanpa Ketidakberaturan
Lantai 5	3200	4,070.05	52.9265	76.90	Tanpa Ketidakberaturan	Tanpa Ketidakberaturan
Lantai 4	3200	4,302.60	53.405	80.57	Tanpa Ketidakberaturan	Tanpa Ketidakberaturan
Lantai 3	3200	4,451.18	48.3945	91.98	Tanpa Ketidakberaturan	Tanpa Ketidakberaturan
Lantai 2	4000	4,526.46	32.967	137.30	Tanpa Ketidakberaturan	Tanpa Ketidakberaturan

**Tabel 4.15** Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak arah Y

Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak arah Y										
Story	h	Shear	$\Delta y$	Kekakuan	cek 70%			cek 80%		
	mm	kN	mm	kN/mm						
Lantai Atap	3200	697.60	15.653	44.57						
Lantai 10	3200	1,515.01	18.5295	81.76	Tanpa Ketidakberaturan					
Lantai 9	3200	2,226.07	21.9505	101.41	Tanpa Ketidakberaturan					
Lantai 8	3200	2,833.58	25.256	112.19	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 7	3200	3,340.61	27.9565	119.49	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 6	3200	3,750.61	29.5075	127.11	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 5	3200	4,070.05	29.4855	138.04	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 4	3200	4,302.60	27.731	155.15	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 3	3200	4,451.18	23.0725	192.92	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 2	4000	4,526.46	14.751	306.86	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		

#### 4. Ketidakberaturan Berat



**Gambar 4.17** Persyaratan Ketidakberaturan Berat

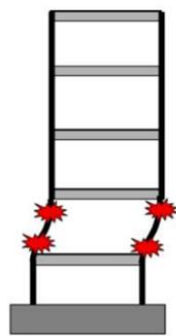
**Tabel 4.16** Ketidakberaturan Berat

Ketidakberaturan Berat (Massa)			
Story	Massa	Dibandingkan dengan 1.5 kali massa di lantai atas	Dibandingkan dengan 1.5 kali massa di lantai bawah
	kg		
Lantai Atap	399973.3		Tanpa Ketidakberaturan
Lantai 10	531101.2	Tanpa Ketidakberaturan	Tanpa Ketidakberaturan
Lantai 9	531101.2	Tanpa Ketidakberaturan	Tanpa Ketidakberaturan
Lantai 8	531101.2	Tanpa Ketidakberaturan	Tanpa Ketidakberaturan
Lantai 7	531101.2	Tanpa Ketidakberaturan	Tanpa Ketidakberaturan
Lantai 6	531101.2	Tanpa Ketidakberaturan	Tanpa Ketidakberaturan
Lantai 5	535279	Tanpa Ketidakberaturan	Tanpa Ketidakberaturan
Lantai 4	540276.8	Tanpa Ketidakberaturan	Tanpa Ketidakberaturan
Lantai 3	540276.8	Tanpa Ketidakberaturan	Tanpa Ketidakberaturan
Lantai 2	560180.9	Tanpa Ketidakberaturan	

#### 5. Ketidakberaturan Struktur Vertikal 5a dan 5b

## Vertical Structural Irregularities

### 5a, 5b) Strength (Weak Story) Irregularity



Irregularity (5a) exists if the lateral strength of any story is less than **80%** of the strength of the story above.

An extreme irregularity (5b) exists if the lateral strength of any story is less than **65%** of the strength of the story above.

Irregularities 5a and 5b are NOT PERMITTED in SDC E or F.  
Irregularity 5b not permitted in SDC D.

**Gambar 4.18** Persyaratan Ketidakberaturan Struktur Vertikal 5a dan 5b

**Tabel 4.17** Ketidakberaturan Struktur Vertikal 5a

Ketidakberaturan Vertikal 5a										
Story	Output case	Step type	Vx	Vy	Cek 80% arah X terhadap diatasnya			Cek 80% arah Y terhadap diatasnya		
			kN	kN						
Lantai Atap	Envelope Combos	max	11.2296	11.3212						
Lantai 10	Envelope Combos	max	935.0765	967.8925	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 9	Envelope Combos	max	1919.629	1994.536	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 8	Envelope Combos	max	2769.882	2884.998	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 7	Envelope Combos	max	3512.789	3655.785	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 6	Envelope Combos	max	4158.678	4315.214	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 5	Envelope Combos	max	4711.264	4863.54	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 4	Envelope Combos	max	5174.696	5304.059	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 3	Envelope Combos	max	5540.641	5630.896	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 2	Envelope Combos	max	5791.167	5832.525	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		

**Tabel 4.18** Ketidakberaturan Struktur Vertikal 5b

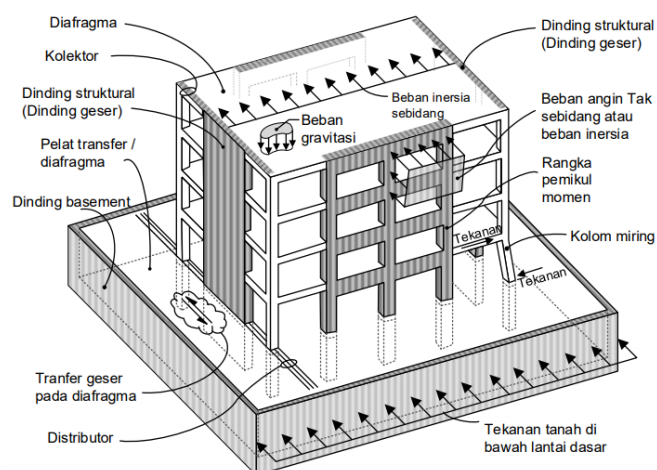
Ketidakberaturan Vertikal 5b										
Story	Output case	Step type	Vx	Vy	Cek 65% arah X terhadap diatasnya			Cek 65% arah Y terhadap diatasnya		
			kN	kN						
Lantai Atap	Envelope Combos	max	11.2296	11.3212						
Lantai 10	Envelope Combos	max	935.0765	967.8925	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 9	Envelope Combos	max	1919.629	1994.536	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 8	Envelope Combos	max	2769.882	2884.998	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 7	Envelope Combos	max	3512.789	3655.785	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 6	Envelope Combos	max	4158.678	4315.214	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 5	Envelope Combos	max	4711.264	4863.54	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 4	Envelope Combos	max	5174.696	5304.059	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 3	Envelope Combos	max	5540.641	5630.896	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		
Lantai 2	Envelope Combos	max	5791.167	5832.525	Tanpa Ketidakberaturan			Tanpa Ketidakberaturan		

## BAB V

### DIAFRAGMA

#### 5.1. Definisi

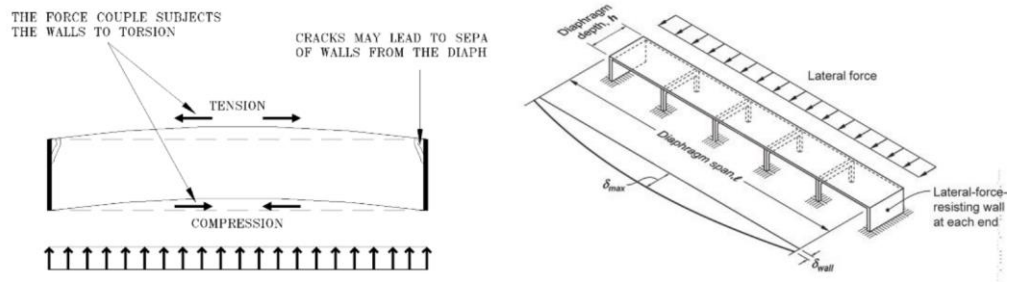
Secara umum, diafragma pada bangunan adalah merupakan elemen struktur (sebagian besar adalah pelat lantai dan balok) yang berfungsi untuk menstabilkan dan menyalurkan gaya-gaya lateral akibat gempa antara sistem lantai dan sistem elemen vertikal penahan gaya gempa, seperti kolom dan dinding structural. Diafragma harus didesain sebagai sistem penahan gaya gempa untuk setiap bangunan yang masuk ke dalam Kategori Desain Seismik (KDS) D, E, atau F berdasarkan SNI 1726:2019.



**Gambar 5.1 Aksi Diafragma Tipikal**

#### 5.2. Ilustrasi Gaya dan Perpindahan Diafragma

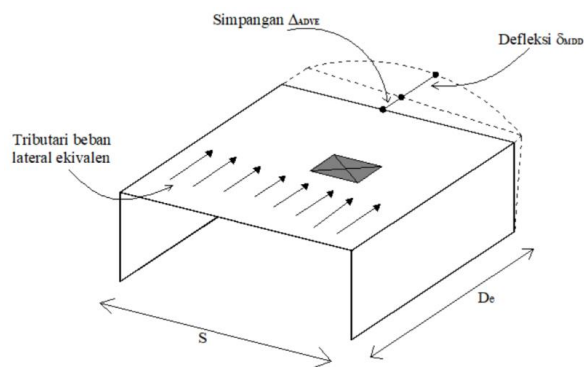
Bangunan pada daerah seismik dengan bentuk yang memanjang memiliki potensi kerusakan pada pelat lantai pada saat gempa terjadi jika diafragma tidak didesain dengan baik. Jalur gaya (load path) yang terjadi ketika pelat lantai rusak akan berubah dan dapat mengakibatkan bangunan memiliki perilaku yang berbeda dengan bangunan desain. Pemodelan dan desain diafragma adalah hal yang cukup penting namun sering kali terlewat.



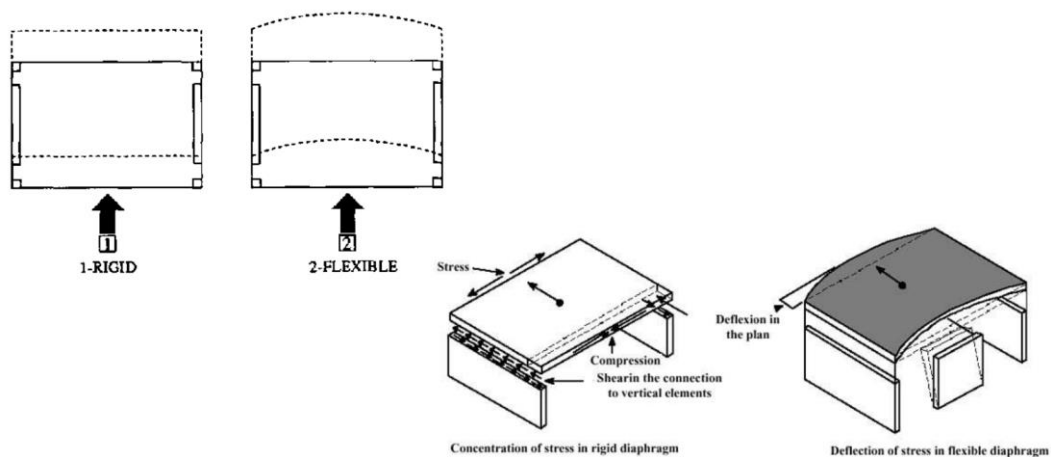
**Gambar 5.2** Ilustrasi Gaya dan Perpindahan Diafragma

### 5.3. Permodelan Diafragma

Diafragma pelat beton atau dek metal yang diberi penutup (*topping*) beton dengan perbandingan  $S/D_e \leq 3$ , pada struktur tanpa ketidakberaturan horizontal dapat diidealisasi sebagai diafragma kaku.



**Gambar 5.3** Ilustrasi Diafragma Fleksibel



**Gambar 5.4** Ilustrasi Diafragma Rigid dan Fleksibel

Untuk keadaan struktur, tidak semua pelat memenuhi kriteria  $S/D_e \leq 3$ , ditambah dengan adanya ketidakberaturan horizontal torsi. Selain itu, sering pelat yang dimodelkan kaku

sempurna menunjukkan gaya transfer yang sangat besar dan tidak realistis . Permodelan diafragma kaku sempurna (*rigid*) pun tidak memungkinkan dilakukannya *section cut* untuk menganalisis gaya dalam pelat lokasi-lokasi tinjauan. Pertimbangan tersebutlah yang mendasari permodelan diafragma pada contoh permodelan ini sebagai diafragma *semi rigid*.

Dengan bantuan peranti lunak ETABS, memungkinkan untuk dilakukan analisis dengan model elemen hingga (*finite element method*). Untuk memodelkan kelenturan diafragma dengan baik, *meshing* biasanya dilakukan 1/10 hingga 1/15 panjang bentang dari ETABS, dengan ukuran *meshing* terkecil sebesar 1x1 meter.

## 5.4. Desain Gaya Gempa yang Bekerja pada Diafragma

### 5.4.1. Gaya Statik Ekuivalen Gempa Arah X dan Y

Berikut merupakan langkah perhitungan dalam menentukan gaya gempa statik desain :

1. Tentukan gaya gempa statik per lantai ( $F_x$ )

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

2. Tentukan gaya geser statik akibat gempa

$V_{statik}$  = jumlah gaya gempa statik di lantai yang ditinjau sampai lantai di atasnya

3. Tentukan gaya geser desain

$V_{desain}$  = gaya geser maksimum gaya geser statik dengan gaya geser dinamis *scale up*

4. Tentukan gaya gempa desain

$F_{desain}$  = gaya gempa dinamik didapatkan dari selisih  $V_{desain}$  di lantai tersebut dengan lantai di atasnya

- a) Desain Gempa arah X

$$C_s = 0,0832667 \text{ g}$$

$$T_x = 0,93638 \text{ s}$$

$$V_{statik} = 4526,46 \text{ kN}$$

$$\text{Faktor skala} = 1,585260$$

**Tabel 5.1** Rekapitulasi Perhitungan Gaya Gempa Desain arah X

Story	Tinggi antar Lantai (m)	Tinggi Lantai Kumulatif (m)	massa (kg)	Gaya Geser Dinamis (kN)	Vdinamis scale up (kN)	Gaya Gempa Statik (kN)	Gaya Geser Statis (kN)	Gaya Geser Design (kN)	Gaya Gempa Dinamik (kN)	Gaya Gempa Design (kN)
		hi	wi	Vdyn	Vdyn	F statis	Vst	V design	F dyn	F design
Lantai Atap	3.2	32.8	399,973.30	451.72	716.09	697.60	697.60	716.09	451.72	716.09
Lantai 10	3.2	29.6	531,101.21	927.36	1,470.11	817.41	1,515.01	1,515.01	475.64	798.91
Lantai 9	3.2	26.4	531,101.21	1,338.02	2,121.11	711.07	2,226.07	2,226.07	410.66	711.07
Lantai 8	3.2	23.2	531,101.21	1,696.84	2,689.93	607.51	2,833.58	2,833.58	358.82	607.51
Lantai 7	3.2	20	531,101.21	2,008.82	3,184.50	507.02	3,340.61	3,340.61	311.98	507.02
Lantai 6	3.2	16.8	531,101.21	2,275.74	3,607.64	410.00	3,750.61	3,750.61	266.92	410.00
Lantai 5	3.2	13.6	535,279.03	2,499.66	3,962.61	319.44	4,070.05	4,070.05	223.92	319.44
Lantai 4	3.2	10.4	540,276.79	2,676.60	4,243.10	232.54	4,302.60	4,302.60	176.94	232.54
Lantai 3	3.2	7.2	540,276.79	2,797.79	4,435.22	148.58	4,451.18	4,451.18	121.19	148.58
Lantai 2	4	4	560,180.91	2,855.34	4,526.46	75.28	<b>4,526.46</b>	4,526.46	57.56	75.28

b) Desain Gempa arah X

$$C_s = 0,0832667 \text{ g}$$

$$T_x = 0,93638 \text{ s}$$

$$V_{\text{statik}} = 4526,46 \text{ kN}$$

$$\text{Faktor skala} = 1,265431$$

**Tabel 5.2** Rekapitulasi Perhitungan Gaya Gempa Desain arah Y

Story	Tinggi antar Lantai (m)	Tinggi Lantai Kumulatif (m)	massa (kg)	Gaya Geser Dinamis (kN)	Vdinamis scale up (kN)	Gaya Gempa Statik (kN)	Gaya Geser Statis (kN)	Gaya Geser Design (kN)	Gaya Gempa Dinamik (kN)	Gaya Gempa Design (kN)
		hi	wi	Vdyn	Vdyn	F statis	Vst	V design	F dyn	F design
Lantai Atap	3.2	32.8	399,973.30	585.00	740.27	697.60	697.60	740.27	585.00	740.27
Lantai 10	3.2	29.6	531,101.21	1,205.60	1,525.61	817.41	1,515.01	1,525.61	620.61	785.33
Lantai 9	3.2	26.4	531,101.21	1,743.86	2,206.73	711.07	2,226.07	2,226.07	538.25	700.47
Lantai 8	3.2	23.2	531,101.21	2,209.74	2,796.28	607.51	2,833.58	2,833.58	465.89	607.51
Lantai 7	3.2	20	531,101.21	2,608.34	3,300.68	507.02	3,340.61	3,340.61	398.60	507.02
Lantai 6	3.2	16.8	531,101.21	2,939.85	3,720.18	410.00	3,750.61	3,750.61	331.51	410.00
Lantai 5	3.2	13.6	535,279.03	3,206.28	4,057.33	319.44	4,070.05	4,070.05	266.43	319.44
Lantai 4	3.2	10.4	540,276.79	3,404.04	4,307.57	232.54	4,302.60	4,307.57	197.75	237.52
Lantai 3	3.2	7.2	540,276.79	3,526.09	4,462.02	148.58	4,451.18	4,462.02	122.05	154.45
Lantai 2	4	4	560,180.91	3,577.01	4,526.46	75.28	<b>4,526.46</b>	4,526.46	50.92	64.44

#### 5.4.2. Gaya Desain Diafragma

Diafragma antar lantai dana tapi harus didesain untuk menahan gaya seismik desain dari analisis struktur, tetapi tidak boleh kurang dari yang ditentukan sesuai dengan persamaan dibawah ini :

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} w_{px}$$

$$F_{px \text{ min}} = 0,2 S_{DS} I_e w_{px}$$

$$F_{px \text{ maks}} = 0,4 S_{DS} I_e w_{px}$$

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan  $F_{px}$  untuk arah X dan Y

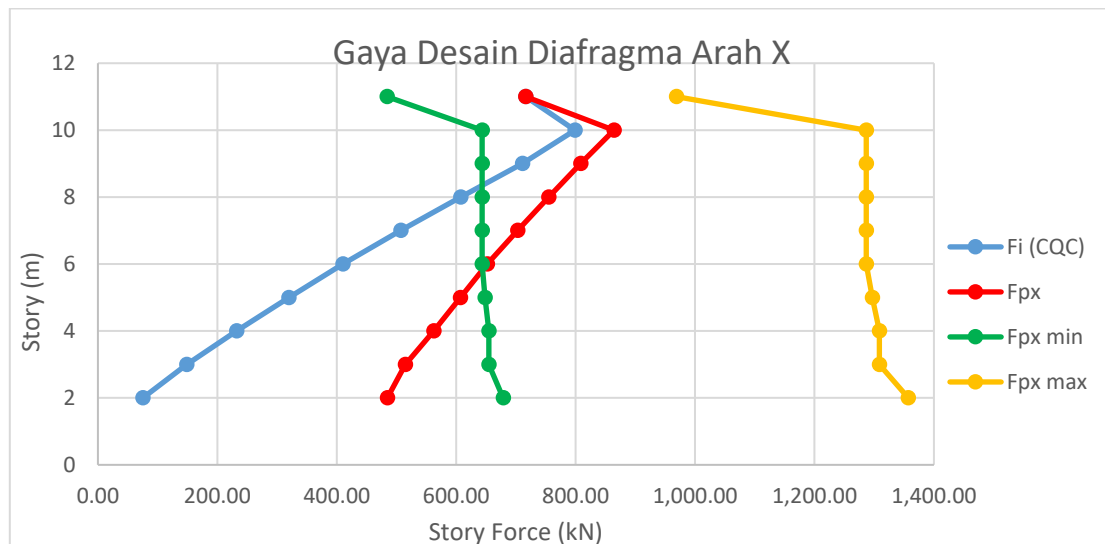


**Tabel 5.3** Rekapitulasi Perhitungan  $F_{px}$  per Lantai arah X

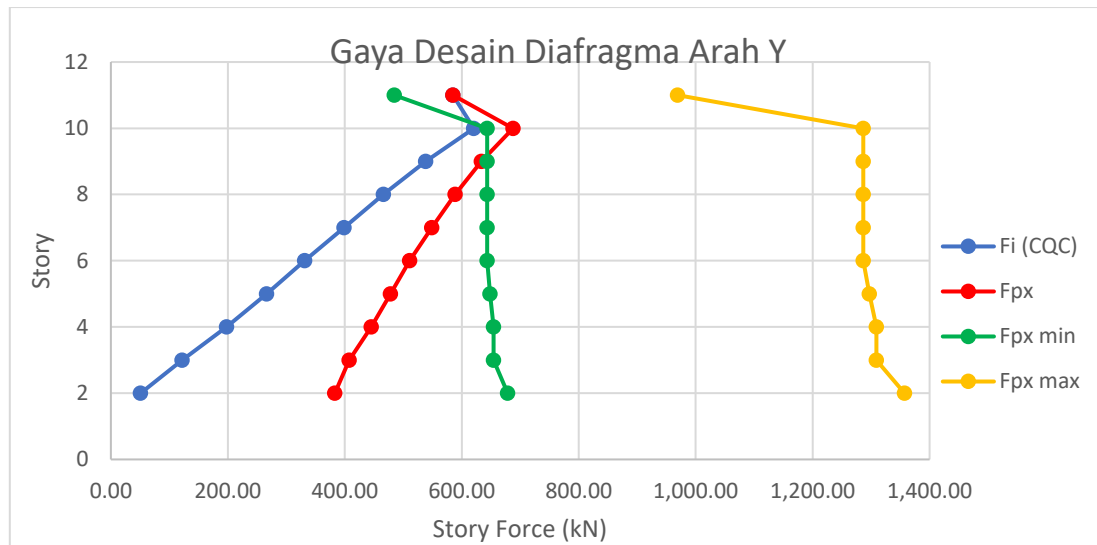
ARAH X									
persamaan :					51	dg faktor $\Omega_0$	52	53	
Story	$F_i$	$\Sigma F_i$	$W_i$	$\Sigma W_i$	$F_{px}$	$\Omega_0 * F_{px}$	$F_{px (min)}$	$F_{px (max)}$	$F_{px design}$
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
11	716.09	716.09	4,156.17	4,156.17	716.09	1,790.24	484.50	969.00	969.00
10	798.91	1,515.01	5,518.73	9,674.90	864.19	2,160.47	643.34	1,286.67	1,286.67
9	711.07	2,226.07	5,518.73	15,193.63	808.57	2,021.42	643.34	1,286.67	1,286.67
8	607.51	2,833.58	5,518.73	20,712.36	755.00	1,887.49	643.34	1,286.67	1,286.67
7	507.02	3,340.61	5,518.73	26,231.09	702.83	1,757.07	643.34	1,286.67	1,286.67
6	410.00	3,750.61	5,518.73	31,749.83	651.93	1,629.82	643.34	1,286.67	1,286.67
5	319.44	4,070.05	5,562.14	37,311.97	606.73	1,516.82	648.40	1,296.80	1,296.80
4	232.54	4,302.60	5,614.08	42,926.05	562.71	1,406.79	654.45	1,308.90	1,308.90
3	148.58	4,451.18	5,614.08	48,540.12	514.82	1,287.04	654.45	1,308.90	1,287.04
2	75.28	4,526.46	5,820.90	54,361.02	484.69	1,211.72	678.56	1,357.12	1,211.72

**Tabel 5.4** Rekapitulasi Perhitungan  $F_{px}$  per Lantai arah Y

ARAH Y									
persamaan :					51	dg faktor $\Omega_0$	52	53	
Story	$F_i$	$\Sigma F_i$	$W_i$	$\Sigma W_i$	$F_{px}$	$\Omega_0 * F_{px}$	$F_{px (min)}$	$F_{px (max)}$	$F_{px design}$
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
11	585.00	585.00	4,156.17	4,156.17	585.00	1,462.49	484.50	969.00	969.00
10	620.61	1,205.60	5,518.73	9,674.90	687.70	1,719.24	643.34	1,286.67	1,286.67
9	538.25	1,743.86	5,518.73	15,193.63	633.42	1,583.54	643.34	1,286.67	1,286.67
8	465.89	2,209.74	5,518.73	20,712.36	588.78	1,471.94	643.34	1,286.67	1,286.67
7	398.60	2,608.34	5,518.73	26,231.09	548.77	1,371.92	643.34	1,286.67	1,286.67
6	331.51	2,939.85	5,518.73	31,749.83	511.00	1,277.51	643.34	1,286.67	1,277.51
5	266.43	3,206.28	5,562.14	37,311.97	477.96	1,194.91	648.40	1,296.80	1,194.91
4	197.75	3,404.04	5,614.08	42,926.05	445.20	1,112.99	654.45	1,308.90	1,112.99
3	122.05	3,526.09	5,614.08	48,540.12	407.82	1,019.56	654.45	1,308.90	1,019.56
2	50.92	3,577.01	5,820.90	54,361.02	383.02	957.55	678.56	1,357.12	957.55



**Gambar 5.5** Diagram Gaya Desain Diafragma arah X



**Gambar 5.6** Diagram Gaya Desain Diafragma arah Y

Dikarenakan ketambahan gaya  $F_{px}$  sehingga kombinasi beban juga menyertakan nilai  $F_{px}$ , berikut merupakan kombinasinya :

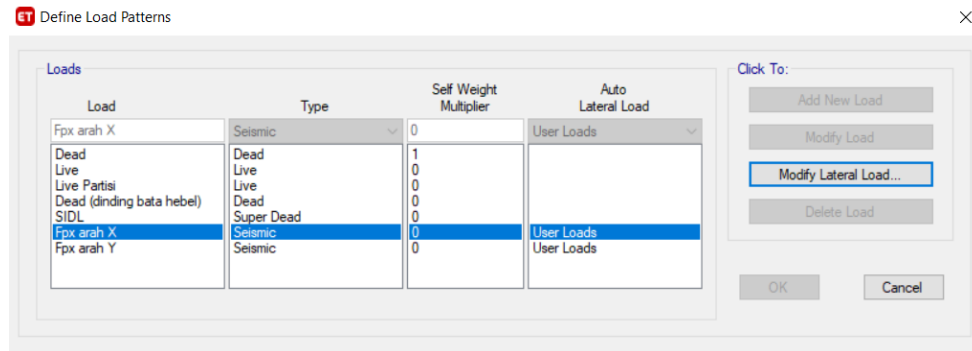
**Tabel 5.5** Kombinasi Beban akibat  $F_{px}$

COMBO	D	L	$E_x + F_{px} \text{ design}$	$E_y + F_{px} \text{ design}$
combo 1	1.4	0	0	0
combo 2	1.2	1.6	0	0
combo 3	1.37	1.00	1.30	0.39
combo 4	1.37	1.00	-1.30	0.39
combo 5	1.37	1.00	-1.30	-0.39
combo 6	1.37	1.00	1.30	-0.39
combo 7	1.37	1.00	0.39	1.30
combo 8	1.37	1.00	0.39	-1.30
combo 9	1.37	1.00	-0.39	-1.30
combo 10	1.37	1.00	-0.39	1.30
combo 11	1.07	0.00	1.30	0.39
combo 12	1.07	0.00	-1.30	0.39
combo 13	1.07	0.00	-1.30	-0.39
combo 14	1.07	0.00	1.30	-0.39
combo 15	1.07	0.00	0.39	1.30
combo 16	1.07	0.00	0.39	-1.30
combo 17	1.07	0.00	-0.39	-1.30
combo 18	1.07	0.00	-0.39	1.30

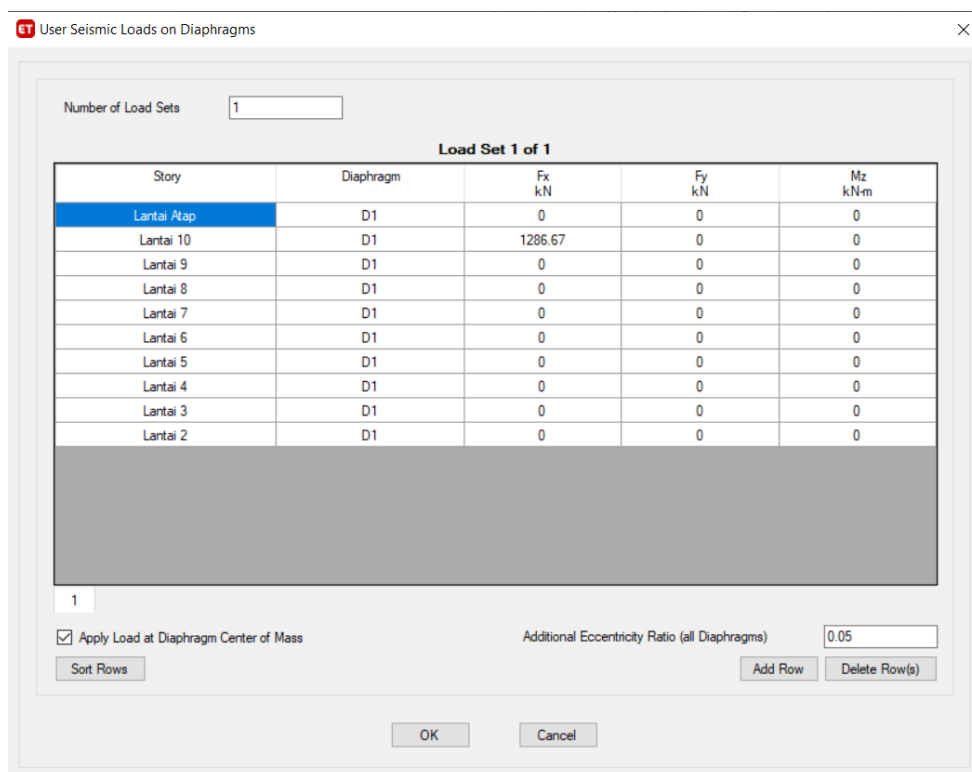
#### 5.4.3. Permodelan Gaya Desain Gempa pada ETABS

Menurut SNI 1726:2019 pasal 2019 pasal 7.10 Diafragma harus didesain untuk tegangan geser dan lentur yang dihasilkan dari gaya desain. Pada diskontinuitas diafragma, seperti bukaan dan sudut dalam, desain harus menjamin bahwa disipasi atau transfer gaya tepi

(kord) terkombinasi dengan gaya lainnya dalam diafragma tidak boleh melebihi kapasitas geser dan tarik diafragma. Input  $F_{px}$  ke load pattern dengan cara *Define > add new load pattern > Type = seismic > Auto lateral load = User load > Modify lateral load > Input nilai  $F_{px}$  pada lantai yang ditinjau*



**Gambar 5.7** Load Pattern  $F_{px}$  arah X dan Y

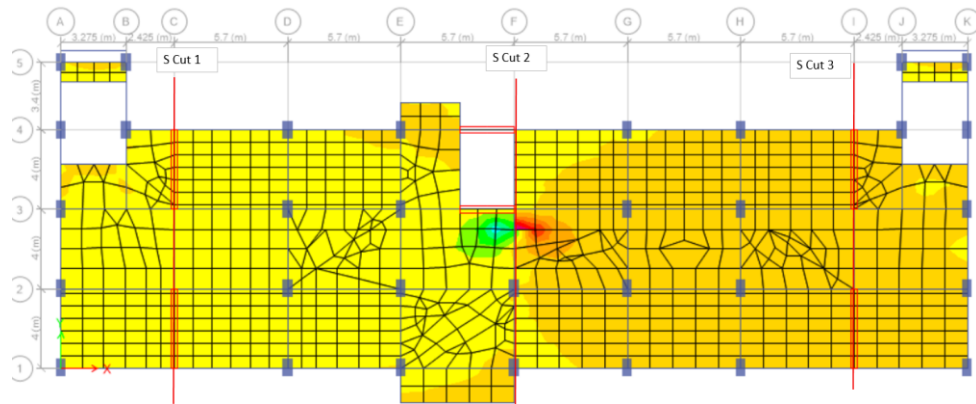


**Gambar 5.8** Contoh Input  $F_{px}$  pada Lantai 10 arah X

## 5.5. Analisa Gaya Geser Diafragma

Contoh analisa perhitungan diafragma diambil akibat beban gempa arah Y pada lantai 10. Gaya dalam diafragma diambil dari *section cut* arah Y yang berpotensi menghasilkan gaya dalam besar. Untuk menampilkan *section cut* dapat dilihat dengan cara *display* gaya yang

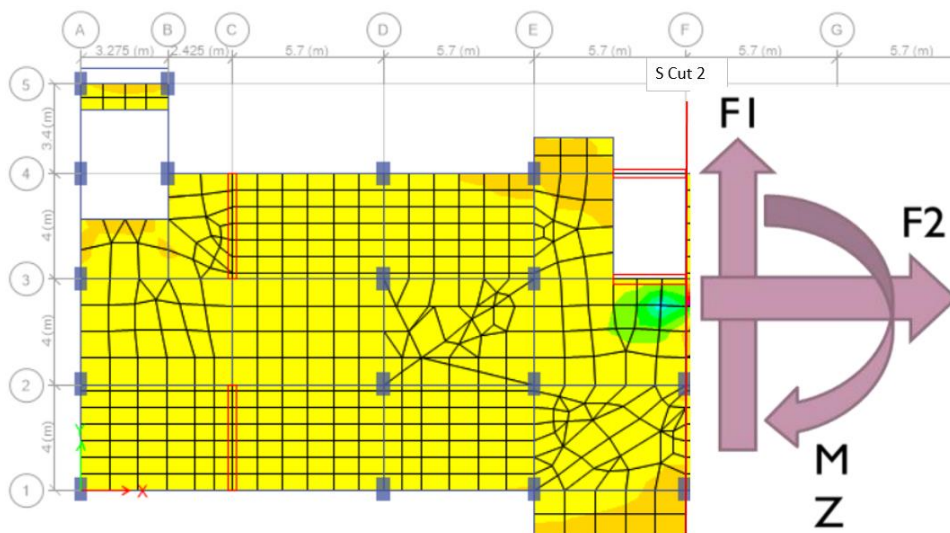
digunakan adalah *Shell Resultant Force* F11 dikarenakan gaya akibat gempa arah Y. lalu kombinasi yang berpengaruh pada gempa arah Y adalah *combo 7, combo 8, combo 9, combo 10, combo 15, combo 16, combo 17*.



**Gambar 5.9** Section Cut Lantai 10 arah Y

**Tabel 5.6** Hasil Section Cut 2 Gempa Arah Y

Section Cut Y									
No	Potongan			Sisi Kanan			Sisi Kiri		
	nama	panjang (m)	Kombinasi	F1 (kN)	F2 (kN)	MZ (kN-m)	F1 (kN)	F2 (kN)	MZ (kN-m)
1	S cut 2	12	Comb7	-100.2865	90.7405	389.716	459.5899	-85.9132	-333.7427
2	S cut 2	12	Comb8	58.061	31.7044	753.5763	-423.674	-14.3989	-696.9145
3	S cut 2	12	Comb9	72.6865	-123.0198	415.6825	-449.937	135.8988	-344.6745
4	S cut 2	12	Comb10	-85.661	-63.9836	-408.1981	433.3276	64.3845	526.2516
5	S cut 2	12	Comb15	101.0308	-97.3873	325.7508	-183.588	84.4124	-256.2163
6	S cut 2	12	Comb16	58.061	31.7044	752.6158	-423.674	-14.3989	-687.6611
7	S cut 2	12	Comb17	72.6865	-123.0198	419.9392	-449.937	135.8988	-350.7915
8	S cut 2	12	Comb18	-85.661	-63.9836	-411.3415	433.3276	64.3845	537.2582



**Gambar 5.10** Ilustrasi Gaya Dalam F1, F2, dan MZ

Contoh perhitungan gaya yang ditinjau akan dipaparkan untuk *combo 7*

- Gaya geser yang terjadi pada diafragma (F1)

$$V_u = \frac{F1 \text{ (kiri)} + F1 \text{ (kanan)}}{2} = \frac{100,2865 + 459,59}{2} = 279,56367 \text{ kN}$$

- Kapasitas gaya geser nominal yang harus disediakan diafragma, dengan faktor reduksi kekuatan  $\phi = 0,6$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{279,56367}{0,6} = 466,56367 \text{ kN}$$

- Tahanan geser beton yang dapat disediakan adalah

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d = \frac{1}{6} \sqrt{35} (1) (80) = 78881,06377 \text{ kN}$$

- Sehingga kekuatan tulangan geser yang dibutuhkan

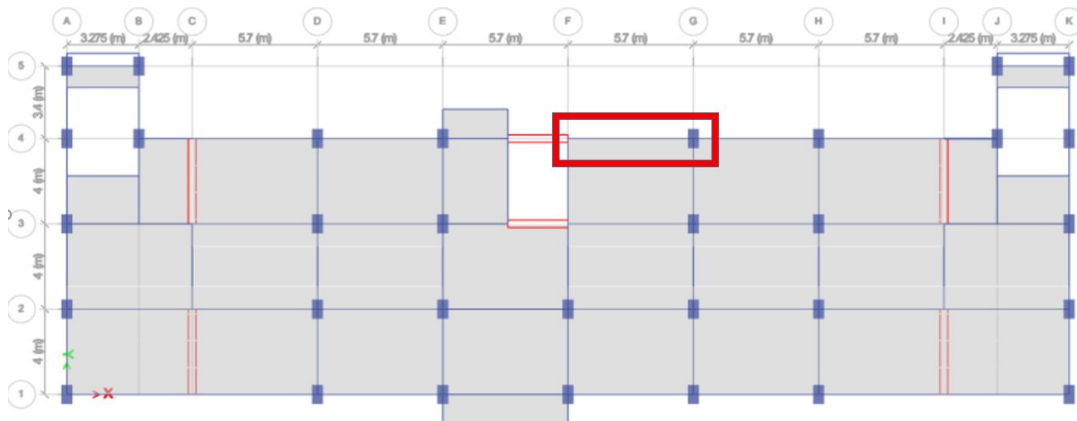
$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_s = V_n - V_c = 279,56367 - 78881,06377 < 0$$

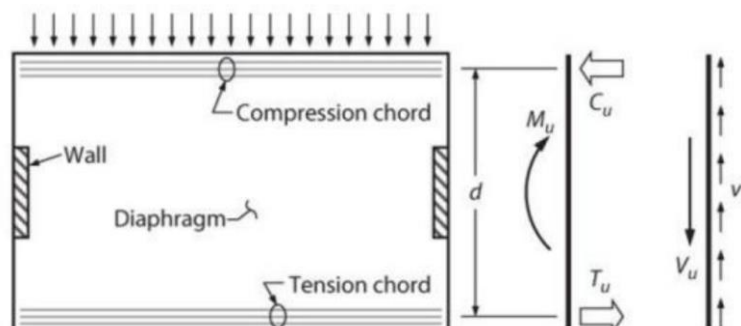
∴ Karena beton sendiri sudah mampu menahan geser yang terjadi, maka tidak perlu tulangan geser tambahan untuk menahan geser yang terjadi

## 5.6. Analisa Gaya Tarik dan Tekan pada Kord

Kord merupakan bagian dari diafragma yang terletak diujung-ujung (tegak lurus arah beban lateral) yang berfungsi seperti *boundary* pada dinding geser. Berikut merupakan balok kord yang ditinjau akibat beban gempa arah Y *section cut 3 (S Cut 3)* :



**Gambar 5.11** Contoh Balok Kord yang Ditinjau



**Gambar 5.12** Ilustrasi Gaya yang Bekerja pada Kord

- Momen *in-plane* pada potongan teridentifikasi (MZ)

$$M_Z = \frac{M_Z (\text{kanan}) + M_Z (\text{kiri})}{2} = \frac{389,716 + 33,743}{2} = 361,72935 \text{ kN-m}$$

- Sehingga gaya Tarik dan tekan yang terjadi :

$$T = \frac{M_Z}{d} = \frac{361,72935}{12} = 30,144113 \text{ kN}$$

dimana :

d = lengan momen (kedalaman diafragma)

- Luas tulangan tarik pada kord yang diperlukan :

$$A_s = \frac{T_u}{\phi \times f_y} = \frac{30,144113}{0,9 \times \left(\frac{420}{1000}\right)} = 79,746329 \text{ mm}^2$$

Pada elemen kord yang ditinjau, dari analisa output ETABS memerlukan area tulangan longitudinal terbesar di sepanjang bentang sebesar 1628 mm<sup>2</sup>. Sedangkan tulangan yang terpasang di sepanjang bentang adalah 4D19 + 3D19, dengan luas tulangan 1983,695 mm<sup>2</sup>. Oleh karena itu, kelebihan tulangan yang terjadi dapat digunakan sebagai tulangan kord Tarik sehingga tidak perlu diberi penambahan secara khusus.

$$\text{Kelebihan tulangan} = 1983,695 - 1628 = 335,695 \text{ mm}^2 > 79,746329 \text{ mm}^2$$

- Tegangan tekan yang terjadi pada kord

Dimensi balok kord yang ditinjau adalah 400 x 300 mm

$$\frac{T}{A_{\text{kord}}} = \frac{30,144114 \times 1000}{300 \times 400} = 0,048 \text{ MPa}$$

Batas tegangan elemen kolektor tekan memerlukan *confinement* tambahan menurut SNI 2847 : 2019 pasal 18.12.7.5 sebesar 0,2fc'

$$0,2fc' = 0,2 (35) = 7 \text{ MPa} > 0,048 \text{ MPa}$$

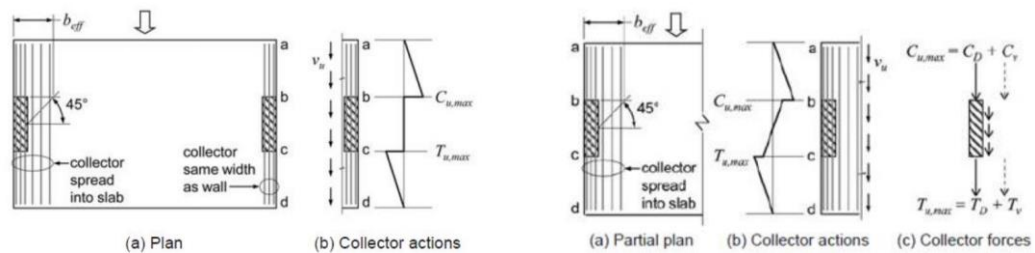
∴ Sehingga kord tekan tidak memerlukan *confinement* tambahan dari apa yang sudah dihitung dari *detailing* balok.

## 5.7. Analisa Gaya pada Kolektor

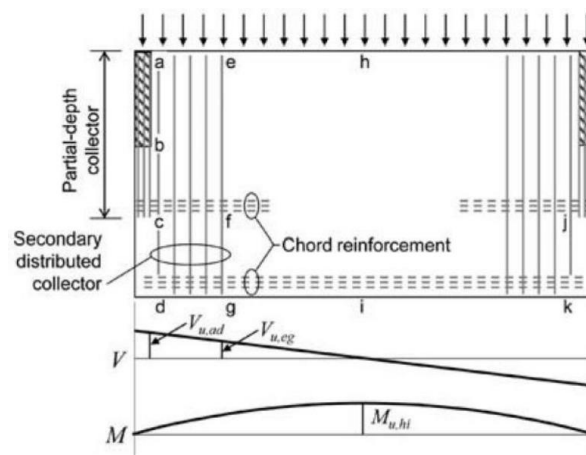
Secara umum, kolektor adalah suatu elemen struktur yang berfungsi menyalurkan gaya dari diafragma ke elemen vertikal dan kebalikannya, serta elemen penahan gaya lateral satu ke elemen penahan lateral lainnya. Lain halnya dengan dinding kopel yang menghubungkan beberapa panel dinding geser menjadi satu kesatuan, kolektor pada bangunan umumnya identik dengan pelat ataupun balok yang menyalurkan gaya dari dinding geser ke elemen penahan lateral lainnya seperti rangka (*frame*).

Beberapa definisi elemen yang dapat dikelompokkan sebagai elemen kolektor :

- Kolektor adalah elemen tarik dan tekan yang mengumpulkan gaya geser dari diafragma dan menyalurkan gaya tersebut ke elemen vertikal.
- Kolektor juga bisa menyalurkan gaya dari vertikal elemen ke diafragma yang biasa dijumpai pada area transisi podium.
- Kolektor dapat berbentuk balok dan juga pelat. Area pelat yang luas yang berfungsi sebagai kolektor bisa disebut distributed kolektor.



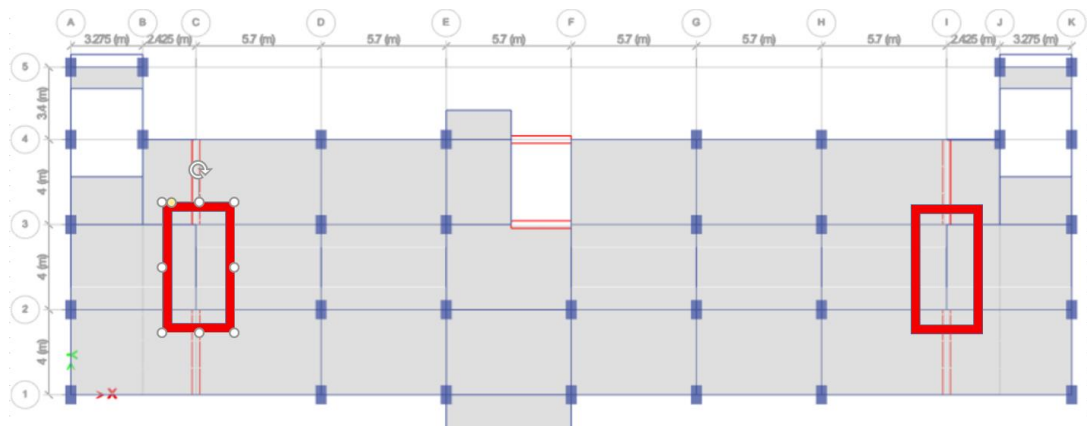
**Gambar 5.13** Ilustrasi Transfer Gaya pada Elemen Kolektor



**Gambar 5.14** Ilustrasi *Partial-depth Collector*

### 5.7.1. Identifikasi Elemen Kolektor

Pada contoh pengecekan elemen kolektor, elemen kolektor dianggap sebuah balok seperti pada gambar 5.14. Sebuah balok dapat dikatakan sebagai elemen kolektor bila gaya aksial elemen lebih dari sama dengan  $0,2Agfc'$ . Berikut merupakan rekapitulasi identifikasi elemen kolektor.



**Gambar 5.15** Elemen Kolektor yang Ditinjau

**Tabel 5.7** Identifikasi Elemen Kolektor

Story	Beam	Output Case	Case Type	Step Type	P (kN)	Ag (mm <sup>2</sup> )	fc' (Mpa)	0,2Agfc' (kN)	Status
Lantai 10	B35	Envelope	Combination	Min	-605.7531	150000	35	1050	NOT KOLEKTOR
Lantai 10	B11	Envelope	Combination	Min	-590.8701	150000	35	1050	NOT KOLEKTOR

∴ Melihat dari hasil perhitungan pada Tabel 5.7 , maka balok yang ditinjau tersebut tidak termasuk elemen kolektor



## BAB VI

### PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

#### 6.1. Balok

##### 6.1.1. Definisi Komponen Lentur

- i. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur lentur dibatasi maksimum  $0.1A_g f'_c$ .

$$P_u < 0.1 \times A_g \times f'_c$$

$$29,907 \text{ N} < 0.1 \times 100,000 \times 35$$

$$29,907 \text{ N} < 350,000 \text{ N} \rightarrow (\text{OK})$$

- ii. Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari 4 kali tinggi efektifnya.

$$d = h - \left( c_c + D_{\text{senggang}} + \frac{D_{\text{tulangan}}}{2} \right)$$

$$d = 400 - (40 + 10 + 19/2)$$

$$d = 340.5 \text{ mm}$$

$$\frac{l_n}{d} = \frac{4000}{340.5} = 8.811 > 4 \rightarrow (\text{OK})$$

- iii. Rasio lebar terhadap tinggi tidak boleh kurang dari 0.3.

$$\frac{b}{h} = \frac{250}{400} = 0.625 > 0.3 \rightarrow (\text{OK})$$

- iv. Lebar komponen tidak boleh kurang dari 250 mm dan tidak boleh melebihi lebar komponen struktur pendukung.

$$b = 250 \text{ mm} < \text{lebar kolom} = 250 \text{ mm} \rightarrow (\text{OK})$$

##### 6.1.2. Keperluan Baja Tulangan Momen Lentur

1. Kondisi 1, kolom interior kanan, momen negatif tumpuan, goyangan ke kanan.

$$M_u = 89.139 \text{ kN.m}$$

- i. Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur

Diasumsikan ada 2 lapis tulangan

$$20 \times D_{\text{bar}} < \text{Dimensi Kolom}$$

$$\frac{\text{Dimensi Kolom}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ mm} \rightarrow (\text{Diameter Tulangan Maksimum})$$

Sebagai trial awal, digunakan D22

$$d = h - (cc + D_{\text{senggang}} + D_{\text{bar}} + \frac{c_c}{2})$$

$$d = 400 - (40 + 10 + 19 + \frac{40}{2})$$

$$d = 311 \text{ mm}$$

Asumsi awal :

$$j = 0.85 \text{ (koefisien lentur momen)}$$

$$\phi = 0.9 \text{ (faktor reduksi lentur)}$$

$$\beta_1 = 0.85 - \left( \frac{(f'_c - 28)}{7} \right) \times 0.05$$

$$\beta_1 = 0.85 - \left( \frac{(35 - 28)}{7} \right) \times 0.05$$

$$\beta_1 = 0.8$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f'_c \times jd}$$

$$A_s = \frac{89139}{0.9 \times 35 \times 0.8 \times 0.85 \times 311}$$

$$A_s = 955.784 \text{ mm}^2$$

Tabel 6.1 Asumsi Tulangan Atas Tumpuan

Tulangan Atas Tumpuan 2 Lapis				
Jenis D	Dimensi		Jumlah	As (mm <sup>2</sup> )
	Diameter (mm)	Luas (mm <sup>2</sup> )		
19	19	283.523	3	1417.64
19	19	283.523	2	

$$d_{\text{baru}} = 500 - (40 + 10 + 19 + 20)$$

$$d_{baru} = 311 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{1417.64 \times 392}{0,85 \times 35 \times 250}$$

$$a = 74.718 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 1417.64 \times 392 \left( 311 - \frac{74.718}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 136.86 \text{ kNm}$$

$$M_u < \phi M_n$$

$$89.139 \text{ kN.m} < 136.86 \text{ kN.m} \rightarrow (\text{OK})$$

ii. Cek  $A_s$  minimum

$$A_{s-\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d$$

$$A_{s-\min} = \frac{\sqrt{35}}{4 \times 392} \times 250 \times 311$$

$$A_{s-\min} = 293.352 \text{ mm}^2$$

Tetapi tidak boleh kurang dari:

$$\frac{1.4}{f_y} b_w d = \frac{1.4}{392} \times 250 \times 311 = 277.679 \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{s-\min} \text{ (OK)}$$

iii. Cek rasio tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \times d}$$

$$\rho = \frac{1417.64}{250 \times 411}$$

$$\rho = 0.0182$$

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0.8 \times \frac{0.85 \times 35}{392} \times \frac{600}{600 + 392}$$

$$\rho_b = 0.0367$$

$$0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.0367 = 0.0275$$

$$\rho < 0.75 \rho_b$$

$$0.0169 < 0.0275 \rightarrow (OK)$$

iv. Cek apakah penampang *tension-controlled*?

$$d = 440.5 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{d_t} = \frac{74.718}{340.5} = 0.219$$

$$\frac{a_{tcl}}{d_t} = 0.375 \times \beta_1 = 0.375 \times 0.8 = 0.3$$

$$\frac{a}{d_t} < \frac{a_{tcl}}{d_t}$$

$$0.219 < 0.3 \rightarrow (OK)$$

(OK) Sudah memenuhi aturan *under-reinforced*

v. Penulangan

Digunakan 3 baja tulangan D19 dan 2 baja tulangan D19, terdiri atas 2 lapis dengan spasi bersih antar lapis 40 mm. Syarat spasi bersih minimum antar tulangan dan antar lapis terpenuhi.

2. Kondisi 2, kolom interior kiri, momen negatif tumpuan, goyangan ke kiri.

Kebutuhan tulangan lentur sama dengan kondisi 1.

3. Kondisi 3, kolom interior kiri, momen positif tumpuan, goyangan ke kanan.

$$M_u = 39.088 \text{ kN.m}$$

i. Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur

Diasumsikan ada 1 lapis tulangan

Sebagai trial awal, digunakan D19

$$d = h - (cc + D_{\text{senggang}} + \frac{D_{\text{bar}}}{2})$$

$$d = 400 - (40 + 10 + \frac{19}{2})$$

$$d = 340.5 \text{ mm}$$

Asumsi awal :

$j = 0.85$  (koefisien lentur momen)

$\phi = 0.9$  (faktor reduksi lentur)

$$\beta_1 = 0.85 - \left( \frac{(f'_c - 28)}{7} \right) \times 0.05$$

$$\beta_1 = 0.85 - \left( \frac{(35 - 28)}{7} \right) \times 0.05$$

$$\beta_1 = 0.8$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f'_c \times jd}$$

$$A_s = \frac{39088}{0.9 \times 35 \times 0.8 \times 0.85 \times 340.5}$$

$$A_s = 382.806 \text{ mm}^2$$

Tabel 6.2 Asumsi Tulangan Bawah Tumpuan

Tulangan Bawah Tumpuan 1 Lapis				
Jenis D	Dimensi		Jumlah	As (mm <sup>2</sup> )
	Diameter (mm)	Luas (mm <sup>2</sup> )		
19	19	283.529	3	850.586

$$d_{\text{baru}} = 400 - (40 + 10 + \frac{19}{2})$$

$$d_{\text{baru}} = 340.5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{850.586 \times 392}{0.85 \times 35 \times 250}$$

$$a = 44.831 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 850.586 \times 392 \left( 340.5 - \frac{44.831}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 95.453 \text{ kN.m}$$

$$M_u < \phi M_n$$

$$39.088 \text{ kN.m} < 95.453 \text{ kN.m} \rightarrow (\text{OK})$$

ii. Cek  $A_s$  minimum

$$A_{s-\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d$$

$$A_{s-\min} = \frac{\sqrt{35}}{4 \times 392} \times 250 \times 340.5$$

$$A_{s-\min} = 321.177 \text{ mm}^2$$

Tetapi tidak boleh kurang dari:

$$\frac{1.4}{f_y} b_w d = \frac{1.4}{392} \times 250 \times 340.5 = 304.178 \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{s-\min} \text{ (OK)}$$

iii. Cek rasio tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \times d}$$

$$\rho = \frac{850.586}{250 \times 340.5}$$

$$\rho = 0.01$$

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0.8 \times \frac{0.85 \times 35}{392} \times \frac{600}{600 + 392}$$

$$\rho_b = 0.0367$$

$$0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.0367 = 0.0275$$

$$\rho < 0.75 \rho_b$$

$$0.01 < 0.0275 \rightarrow (OK)$$

iv. Cek apakah penampang *tension-controlled*?

$$d = 340.5 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{d_t} = \frac{44.831}{340.5} = 0.132$$

$$\frac{a_{tcl}}{d_t} = 0.375 \times \beta_1 = 0.375 \times 0.8 = 0.3$$

$$\frac{a}{d_t} < \frac{a_{tcl}}{d_t}$$

$$0.132 < 0.3 \rightarrow (OK)$$

(OK) Sudah memenuhi aturan *under-reinforced*

v. Penulangan

Digunakan 3 baja tulangan D19, terdiri atas 1 lapis. Syarat spasi bersih minimum antar tulangan memenuhi.

4. Kondisi 4, kolom interior kanan, momen positif tumpuan, goyangan ke kiri.

Kebutuhan tulangan lentur sama dengan kondisi 3.

5. Kondisi 5, tengah bentang, momen positif, goyangan ke kanan dan kiri.

$$M_u = 24.812 \text{ kN.m}$$

i. Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur

Diasumsikan ada 1 lapis tulangan

Sebagai trial awal, digunakan D22

$$d = h - (cc + D_{\text{sengkang}} + \frac{D_{\text{bar}}}{2})$$

$$d = 400 - (40 + 10 + \frac{19}{2})$$

$$d = 340.5 \text{ mm}$$

Asumsi awal :

$j = 0.85$  (koefisien lentur momen)

$\phi = 0.9$  (faktor reduksi lentur)

$$\beta_1 = 0.85 - \left( \frac{(f'_c - 28)}{7} \right) \times 0.05$$

$$\beta_1 = 0.85 - \left( \frac{(35 - 28)}{7} \right) \times 0.05$$

$$\beta_1 = 0.8$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times f'_c \times jd}$$

$$A_s = \frac{24812}{0.9 \times 35 \times 0.8 \times 0.85 \times 340.5}$$

$$A_s = 242.995 \text{ mm}^2$$

Tabel 6.3 Asumsi Tulangan Bawah Lapangan

Tulangan Bawah Lapangan 1 Lapis				
Jenis D	Dimensi		Jumlah	As (mm <sup>2</sup> )
	Diameter (mm)	Luas (mm <sup>2</sup> )		
19	19	283.529	3	850.586

$$d_{\text{baru}} = 400 - (40 + 10 + \frac{22}{2})$$

$$d_{\text{baru}} = 340.5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{850.586 \times 392}{0.85 \times 35 \times 250}$$

$$a = 44.831 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 850.586 \times 392 \left( 340.5 - \frac{44.831}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 95.453 \text{ kN.m}$$



$$M_u < \phi M_n$$

$$24.812 \text{ kN.m} < 95.453 \text{ kN.m} \rightarrow (\text{OK})$$

ii. Cek  $A_s$  minimum

$$A_{s-\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d$$

$$A_{s-\min} = \frac{\sqrt{35}}{4 \times 392} \times 250 \times 340.5$$

$$A_{s-\min} = 321.177 \text{ mm}^2$$

Tetapi tidak boleh kurang dari:

$$\frac{1.4}{f_y} b_w d = \frac{1.4}{392} \times 300 \times 439 = 304.018 \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{s-\min} \text{ (OK)}$$

iii. Cek rasio tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \times d}$$

$$\rho = \frac{850.586}{250 \times 340.5}$$

$$\rho = 0.01$$

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0.8 \times \frac{0.85 \times 35}{392} \times \frac{600}{600 + 392}$$

$$\rho_b = 0.0367$$

$$0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.0367 = 0.0275$$

$$\rho < 0.75 \rho_b$$

$$0.01 < 0.0275 \rightarrow (\text{OK})$$

iv. Cek apakah penampang *tension-controlled*?

$$d = 439 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{d_t} = \frac{44.831}{340.5} = 0.132$$

$$\frac{a_{tcl}}{d_t} = 0.375 \times \beta_1 = 0.375 \times 0.8 = 0.3$$

$$\frac{a}{d_t} < \frac{a_{tcl}}{d_t}$$

$$0.132 < 0.3 \rightarrow (OK)$$

(OK) Sudah memenuhi aturan *under-reinforced*

v. Penulangan

Digunakan 3 baja tulangan D19, terdiri atas 1 lapis. Syarat spasi bersih minimum antar tulangan memenuhi.

### 6.1.3. Kapasitas Minimum Momen Positif dan Momen Negatif

Kuat momen negatif-positif terbesar pada bentang = 136.86 kNm

¼ momen negatif-positif terbesar = 34.215 kN.m

i. Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur

Diasumsikan ada 1 lapis tulangan

Sebagai trial awal, digunakan D19

$$d = h - (cc + D_{\text{senggang}} + \frac{D_{\text{bar}}}{2})$$

$$d = 400 - (40 + 10 + \frac{19}{2})$$

$$d = 340.5 \text{ mm}$$

Tabel 6.4 Asumsi Tulangan Atas Lapangan

Tulangan Bawah Lapangan 1 Lapis				
Jenis D	Dimensi		Jumlah	As (mm <sup>2</sup> )
	Diameter (mm)	Luas (mm <sup>2</sup> )		
19	19	283.529	2	567.057

$$d_{\text{baru}} = 500 - (40 + 10 + \frac{19}{2})$$

$$d_{\text{baru}} = 340.5 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{567.057 \times 392}{0.85 \times 35 \times 250}$$

$$a = 29.887 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 567.057 \times 392 \left( 340.5 - \frac{29.887}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 65.13 \text{ kN.m}$$

$$M_u < \phi M_n$$

$$34.215 \text{ kN.m} < 65.13 \text{ kN.m} \rightarrow (\text{OK})$$

ii. Cek  $A_s$  minimum

$$A_{s-\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d$$

$$A_{s-\min} = \frac{\sqrt{35}}{4 \times 392} \times 250 \times 340.5$$

$$A_{s-\min} = 321.177 \text{ mm}^2$$

Tetapi tidak boleh kurang dari:

$$\frac{1.4}{f_y} b_w d = \frac{1.4}{392} \times 250 \times 340.5 = 304.18 \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{s-\min} \text{ (OK)}$$

iii. Cek rasio tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \times d}$$

$$\rho = \frac{567.057}{250 \times 340.5}$$

$$\rho = 0.0067$$

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0.8 \times \frac{0.85 \times 35}{392} \times \frac{600}{600 + 392}$$

$$\rho_b = 0.0367$$

$$0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.0367 = 0.0275$$

$$\rho < 0.75 \rho_b$$

$$0.0067 < 0.0275 \rightarrow (OK)$$

iv. Cek apakah penampang *tension-controlled*?

$$d = 340.5 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{d_t} = \frac{29.887}{340.5} = 0.088$$

$$\frac{a_{tcl}}{d_t} = 0.375 \times \beta_1 = 0.375 \times 0.8 = 0.3$$

$$\frac{a}{d_t} < \frac{a_{tcl}}{d_t}$$

$$0.088 < 0.3 \rightarrow (OK)$$

(OK) Sudah memenuhi aturan *under-reinforced*

v. Penulangan

Digunakan 2 baja tulangan D19, terdiri atas 1 lapis. Syarat spasi bersih minimum antar tulangan memenuhi.

#### 6.1.4. Probable Moment Capacities ( $M_{pr}$ )

Geser rencana akibat gempa pada balok dihitung dengan mengasumsikan sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dengan tegangan tulangan lentur balok mencapai  $1.25 f_y$  dan faktor reduksi  $\phi = 1$ .

a) Kapasitas momen ujung-ujung balok bila struktur bergoyang ke kanan.

Kondisi 1:

$$a_{pr-1} = \frac{1.25 f_y A_s}{0.85 f'_c b}$$

$$a_{pr-1} = \frac{1.25 \times 392 \times 1417.644}{0.85 \times 35 \times 250}$$

$$a_{pr-1} = 93.397 \text{ mm}$$

$$M_{pr-1} = 1.25 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a_{pr-1}}{2}\right)$$

$$M_{pr-1} = 1.25 \times 1417.644 \times 392 \times \left(340.5 - \frac{93.397}{2}\right)$$

$$M_{pr-1} = 183.596 \text{ kN.m}$$

Searah jarum jam di muka kolom interior kanan.

Kondisi 3:

$$a_{pr-3} = \frac{1.25f_y A_s}{0.85f'_c b}$$

$$a_{pr-3} = \frac{1.25 \times 392 \times 850.586}{0.85 \times 35 \times 250}$$

$$a_{pr-3} = 56.039 \text{ mm}$$

$$M_{pr-3} = 1.25 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a_{pr-3}}{2}\right)$$

$$M_{pr-3} = 1.25 \times 850.586 \times 392 \times \left(340.5 - \frac{56.039}{2}\right)$$

$$M_{pr-3} = 130.238 \text{ kN.m}$$

Searah jarum jam di muka kolom interior kiri.

b) Kapasitas momen ujung-ujung balok bila struktur bergoyang ke kiri.

Kondisi 2:

$$a_{pr-2} = \frac{1.25f_y A_s}{0.85f'_c b}$$

$$a_{pr-2} = \frac{1.25 \times 392 \times 1417.644}{0.85 \times 35 \times 250}$$

$$a_{pr-2} = 93.397 \text{ mm}$$

$$M_{pr-2} = 1.25 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a_{pr-1}}{2}\right)$$

$$M_{pr-2} = 1.25 \times 1417.644 \times 392 \times \left( 340.5 - \frac{93.397}{2} \right)$$

$$M_{pr-2} = 183.596 \text{ kN.m}$$

Berlawanan arah jarum jam di muka kolom interior kiri.

Kondisi 4:

$$a_{pr-4} = \frac{1.25f_y A_s}{0.85f'_c b}$$

$$a_{pr-4} = \frac{1.25 \times 392 \times 850.586}{0.85 \times 35 \times 250}$$

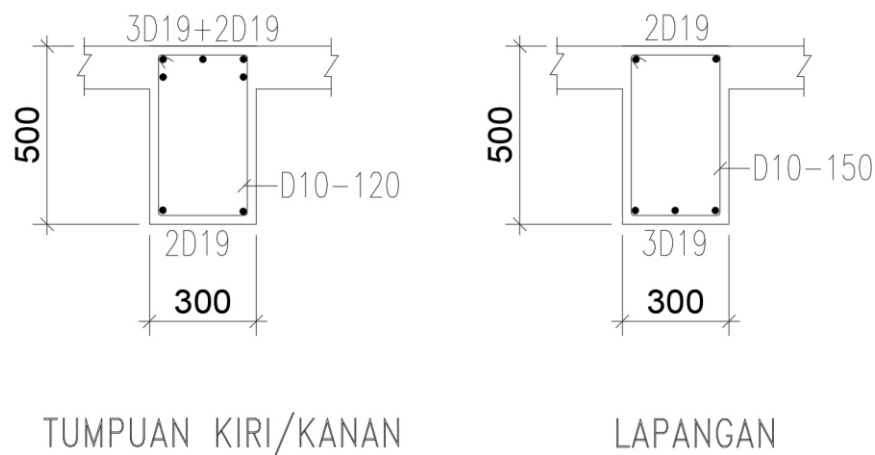
$$a_{pr-4} = 56.039 \text{ mm}$$

$$M_{pr-4} = 1.25 \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a_{pr-3}}{2} \right)$$

$$M_{pr-4} = 1.25 \times 850.586 \times 392 \times \left( 340.5 - \frac{56.039}{2} \right)$$

$$M_{pr-4} = 130.238 \text{ kN.m}$$

Berlawanan arah jarum jam di muka kolom interior kanan.



Gambar 6.1 Penampang Balok Lapangan dan Tumpuan

#### 6.1.5. Senggang Untuk Gaya Geser

SNI 2847-2019 pada pasal 18.6.5.2 mengisyaratkan bahwa kontribusi beton dalam menahan geser, yaitu  $V_c$  harus diambil = 0 pada perencanaan geser di daerah sendi plastis apabila:

- a) Gaya geser  $V_{sway}$  akibat sendi plastis di ujung-ujung balok melebihi  $\frac{1}{2}$  kuat geser perlu maksimum,  $V_u$ , di sepanjang bentang
- b) Gaya tekan aksial terfaktor, termasuk akibat pembebanan gempa, kurang dari  $\frac{A_g f'_c}{20}$

Jika salah satu dari kedua hal di atas tidak terpenuhi, maka perhitungan  $V_c$  mengikuti aturan desain non-gempa.

- a) Muka kolom interior kiri:

Gaya geser maksimum,  $V_u = 113.883 \text{ kN}$

SNI 2847-2019 pasal 18.6.3.3 menyatakan bahwa diperlukan hoops (Sengkang tertutup) di sepanjang jarak  $2h$  dari sisi muka kolom terdekat.

SNI 2847-2019 pasal 18.6.4.4 menyatakan bahwa hoop pertama dipasang pada jarak 50 mm dari muka kolom terdekat, dan yang berikutnya dipasang dengan spasi terkecil di antara:

$$V_c = 0$$

Dengan demikian,

$$V_{s\text{-perlu}} = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_{s\text{-perlu}} = \frac{113.883}{0.75} - 0$$

$$V_{s\text{-perlu}} = 151.844 \text{ kN}$$

$$V_{s\text{ maximum}} = \frac{2\sqrt{f'_c}}{3} bd$$

$$V_{s\text{ maximum}} = \frac{2\sqrt{35}}{3} \times 250 \times 340.5$$

$$V_{s\text{ maximum}} = 306.65 \text{ kN}$$

$$V_{s\text{-perlu}} < V_{s\text{ maximum}}$$

$$151.844 \text{ kN} < 306.65 \text{ kN} \rightarrow (\text{OK})$$

Coba diameter tulangan Sengkang D10 dipasang 2 kaki ( $A_v = 157.08 \text{ mm}^2$ ).

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

$$s = \frac{157.08 \times 392 \times 340.5}{151.844}$$

$$s = 120 \text{ mm}$$

Tabel 6.5 Asumsi Penulangan Sengkang Balok

Jenis D	Dimensi		Jumlah	$A_v \text{ (mm}^2\text{)}$
	Diameter (mm)	Luas (mm <sup>2</sup> )		
10	10	78.539	2	157.079

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

$$V_s = \frac{157.079 \times 392 \times 340.5}{120}$$

$$V_s = 159.582 \text{ kN} > V_{s\text{-perlu}} = 151.844 \text{ kN} \rightarrow (\text{OK})$$

Digunakan Sengkang 2 kaki D10 dengan spasi 120 mm.

b) Muka kolom interior kanan: Gaya geser maksimum,  $V_u = 113.883 \text{ kN}$

Perhitungan untuk muka kolom interior kanan sama dengan muka kolom interior kiri. Sehingga, digunakan sengkang 2 kaki D10 dengan spasi 120 mm.

c) Ujung zona sendi plastis:

$$V_u = 91.1365 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c} b d}{6}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{35} \times 250 \times 340.5}{6}$$

$$V_c = 78.196 \text{ kN}$$

Maka:

$$V_{s\text{-perlu}} = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$



$$V_{s\text{-perlu}} = \frac{91.137}{0.75} - 78.196$$

$$V_{s\text{-perlu}} = 121.515 \text{ kN}$$

$$V_{s\text{ maximum}} = \frac{2\sqrt{f'_c}}{3} bd$$

$$V_{s\text{ maximum}} = \frac{2\sqrt{35}}{3} \times 250 \times 340.5$$

$$V_{s\text{ maximum}} = 335.737 \text{ kN}$$

$$V_{s\text{-perlu}} < V_{s\text{ maximum}}$$

$$121.515 \text{ kN} < 335.737 \text{ kN} \rightarrow (\text{OK})$$

Coba diameter tulangan Sengkang D10 dipasang 2 kaki ( $A_v = 157.08 \text{ mm}^2$ ).

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

$$s = \frac{157.08 \times 392 \times 311}{121515}$$

$$s = 157.592 \text{ mm} \sim 150 \text{ mm}$$

Tabel 6.6 Asumsi Penulangan Sengkang Balok

Jenis D	Dimensi		Jumlah	Av (mm <sup>2</sup> )
	Diameter (mm)	Luas (mm <sup>2</sup> )		
10	10	78.539	2	157.079

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

$$V_s = \frac{157.079 \times 392 \times 311}{140}$$

$$V_s = 127.666 \text{ kN} > V_{s\text{-perlu}} = 121.515 \text{ kN} \rightarrow (\text{OK})$$

Digunakan Sengkang 2 kaki D10 dengan spasi 150 mm.

SNI 2847-2019 Pasal 18.6.4.1 : Diperlukan Sengkang tertutup (hoops) di sepanjang jarak 2h dari sisi (muka) kolom terdekat.

$$2h = 2 \times 400 = 800 \text{ mm}$$

SNI 2847-2019 Pasal 18.6.4.4 : Hoop pertama dipasang pada jarak 50 mm dari muka kolom terdekat, dan yang berikutnya dipasang dengan spasi terkecil di antara:

1.  $d/4 = 311/4 = 77.75 \text{ mm}$
2.  $6 \times \text{dia. tulangan long. terkecil} = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$
3. 150 mm

Tapi tidak perlu lebih kecil dari 100 mm. Dengan demikian, tulangan Sengkang di daerah sendi plastis (sepanjang 2h dari muka kolom) menggunakan Sengkang tertutup 2D10 dengan spasi 100 mm.

SNI 2847-2019 Pasal 18.6.4.6 : Spasi maksimum tulangan geser di sepanjang balok SRPMK adalah  $d/2$ .

$$s_{max} = \frac{d}{2}$$

$$s_{max} = \frac{311}{2}$$

$$s_{max} = 155.5 \text{ mm} \sim 150 \text{ mm}$$

#### 6.1.6. Lap Splicing untuk Bentang Menerus

SNI Pasal 21.6.3.3

Pada lap splices, s yang digunakan adalah  $s_{\text{confinement}} = 100 \text{ mm}$

SNI Pasal 12.17.2.2

$$d_b = 19 \text{ mm}$$

$$l_d = 48 \times 19$$

$$l_d = 912 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang lewatan kelas B} = 1.3 \times l_d = 1185.6 \text{ mm}$$

SNI Pasal 12.17.2.4

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$A_{\text{efektif}} = 0.0015h \times s$$

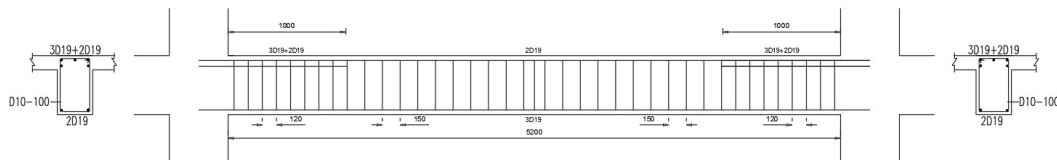
$$A_{\text{efektif}} = 0.0015 \times 100 \times 100$$

$$A_{\text{efektif}} = 75 \text{ mm}^2$$

$$\text{Panjang lewatan pakai} = 0.83 \times 1185.6$$

$$\text{Panjang lewatan pakai} = 1000 \text{ mm}$$

Bila tegangan batang tulangan akibat beban terfaktor adalah Tarik dan tidak melebihi  $0.5f_y$  dalam kondisi Tarik, sambungan lewatan harus merupakan sambungan lewatan Tarik Kelas B jika lebih dari setengah batang-batang tulangan disambung pada suatu irisan penampang, atau sambungan lewatan Tarik Kelas A jika setengah atau kurang batang-batang tulangan disambung pada suatu irisan penampang dan sambungan lewatan selang selang dengan  $l_d$ .



Gambar 6.2 Gambar Detail Balok

## 6.2. Kolom

### 6.2.1. Definisi Kolom

1. Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi :

$$P_u > \frac{Ag \cdot f_c'}{10}$$

$$4,182,542 \text{ N} > \frac{1000 \times 500 \times 35}{10}$$

$$4,182,542 \text{ N} > 1,750,000 \text{ N}$$

2. Sisi terpendek penampang kolom tidak boleh kurang dari = 300 mm

$$\text{Sisi terpendek kolom} = 500 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

3. Ratio dimensi penampang tidak kurang dari = 0.4

$$\text{Rasio antara b dan h} = \frac{500}{1000} = 0.5 \quad (\text{OK})$$

### 6.2.2. Konfigurasi Penulangan

$$n_{\text{tulangan}} = 26$$

$$D_{\text{tulangan}} = 22 \text{ mm}$$

$$A_s = n_{tulangan} \times 0.25\pi d^2$$

$$A_s = 26 \times 0.25 \times \pi \times 22^2$$

$$A_s = 9906 \text{ mm}^2$$

Syarat rasio tulangan  $0.01 < \rho_g < 0.06$

$$\rho_g = \frac{A_s}{b \times h} \rightarrow 0.01 < \rho_g < 0.06$$

$$\rho_g = \frac{9906}{500 \times 1000}$$

$$\rho_g = 0.01981 \rightarrow (OK)$$

### 6.2.3. Kuat Kolom

- Kuat Kolom Arah-X

SNI 2847-2019 Pasal 18.7.3.2

$$\Sigma M_c \geq 1.2 \Sigma M_g$$

$\Sigma M_c$  = jumlah  $M_n$  dua kolom yang bertemu di join

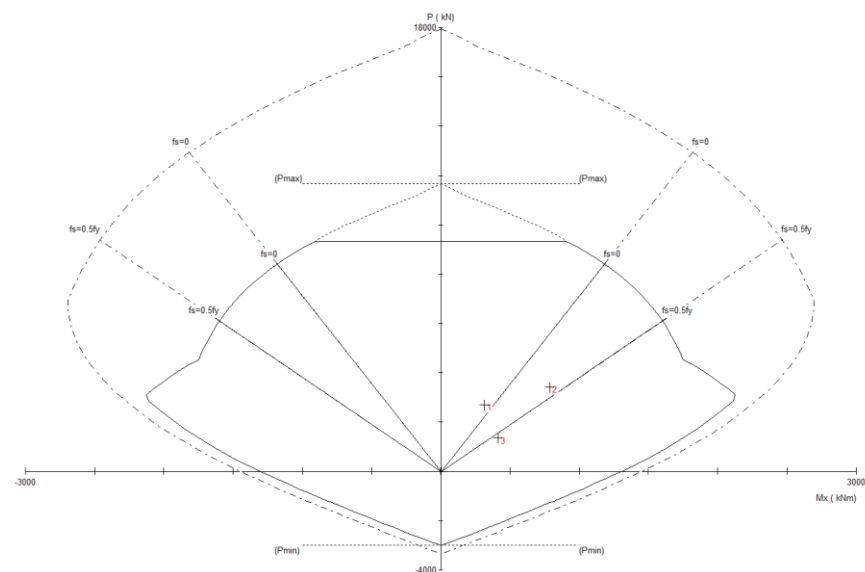
$\Sigma M_g$  = jumlah  $M_n$  dua balok yang bertemu di join (termasuk sumbangan tulangan pelat di selebar efektif pelat lantai)

$$\phi M_n \text{ balok kiri} = 411.649 \text{ kN}$$

$$\phi M_n \text{ balok kanan} = 393.069 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_g = 804.718 \text{ kN}$$

$$1.2 \Sigma M_g = 965.662 \text{ kN}$$



Gambar 6.3 Hasil SP Column

- Kolom lantai atas (2<sup>nd</sup> floor)

$\phi P_{n-abv}$  = gaya aksial terfaktor di kolom atas yang akan diperhitungkan

$$\phi P_{n-abv} = 3699.47 \text{ kN}$$

Dari diagram interaksi kolom,  $\phi P_{n-abv}$  bersesuaian dengan  $\phi M_{n-abv} = 496.716 \text{ kN.m}$

- Kolom lantai yang didesign (1<sup>st</sup> floor)

$\phi P_{n-dsn}$  = gaya aksial terfaktor di kolom diperhitungkan

$$\phi P_{n-dsn} = 2714 \text{ kN}$$

Dari diagram interaksi kolom,  $\phi P_{n-dsn}$  bersesuaian dengan  $\phi M_{n-dsn} = 639.862 \text{ kN.m}$

$$\Sigma M_c = \phi M_{n-abv} + \phi M_{n-dsn}$$

$$\Sigma M_c = 1136.58 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M_c \geq 1.2 \Sigma M_g \quad (\text{OK})$$

- Kolom lantai bawah (ground floor)

$\phi P_{n-blw}$  = gaya aksial terfaktor di kolom bawah yang akan diperhitungkan

$$\phi P_{n-blw} = 4651.87 \text{ kN}$$

Dari diagram interaksi kolom,  $\phi P_{n-blw}$  bersesuaian dengan  $\phi M_{n-blw} = 954.633 \text{ kN.m}$

$$\Sigma M_c = \phi M_{n-blw} + \phi M_{n-dsn}$$

$$\Sigma M_c = 1594.5 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M_c \geq 1.2 \Sigma M_g \quad (\text{OK})$$

#### 6.2.4. Desain Tulangan Confinement

- Tulangan Confinement Arah-X

SNI Pasal 18.7.5.4

$$b_w = 1000 \text{ mm}$$

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$d_{b(\text{confinement})} = 16 \text{ mm}$$

$$b_c = b_w - 2(40 + \frac{1}{2}d_b)$$

$$b_c = 1000 - 2(40 + \frac{16}{2})$$

$$b_c = 904 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (b_w - 2(40)) \times (b_w - 2(40))$$

$$A_{ch} = (1000 - 2(40)) \times (904 - 2(40))$$

$$A_{ch} = 386400 \text{ mm}^2$$

$$f_{yt} = 392 \text{ MPa}$$

$$A_g = b_w \times h$$

$$A_g = 1000 \times 500$$

$$A_g = 500000 \text{ mm}^2$$

$$f'_c = 35 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 7.119 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 7.264 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} (\text{pakai}) = 7.264 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (dianmbil yang paling maksimal)}$$

SNI 2847-2019 Pasal 18.7.5.3

Spasi Maksimum

1.  $\frac{1}{4}$  dimensi kolom terkecil

$$s = \frac{1}{4} \times 500$$

$$s = 125 \text{ mm}$$

2. 6 kali diameter tulangan longitudinal

$$d_{b(\text{longitudinal})} = 22 \text{ mm}$$

$$s = 6 \times d_{b(\text{longitudinal})}$$

$$s = 6 \times 22$$

$$s = 132mm$$

3.  $S_o$  menurut persamaan:

$$S_o \leq 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

$$h_x = \frac{2}{3}hc = \frac{2}{3}904 = 602.667 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

$$S_o = 100 + \frac{350 - 200}{3}$$

$$S_o = 150 \text{ mm}$$

$$S_{o(pakai)} = 100 \text{ mm}$$

$S_o$  tidak boleh melebihi 150 mm, dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm

Coba gunakan spasi 100 mm.

$$A_{sh-1} = 7.119 \times 100 = 711.89 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh-2} = 7.264 \times 100 = 726.429 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jadi, digunakan 4 kaki baja D16 dengan } A_s = 804.248 \text{ mm}^2 \\ > 726.429 \text{ mm}^2$$

Kebutuhan  $A_{sh-min}$  terpenuhi.

SNI Pasal 18.7.5.1

Diambil yang terbesar dari:

1. Tinggi elemen kolom,  $h$ , di join = 1000 mm
2.  $1/6$  tinggi bersih kolom =  $1/6 \times 4000 = 666.667 \text{ mm}$
3. 450mm

Dengan demikian, ambil  $l_o = 1000 \text{ mm}$

SNI Pasal 18.7.5.5

Sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi  $l_o$  di masing-masing ujung kolom) diberi hoops dengan spasi maksimum 130 mm, atau 6 x diameter tulangan longitudinal, yaitu 132 mm.

- Tulangan Confinement Arah-Y

SNI Pasal 18.7.5.4

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$h = 1000 \text{ mm}$$

$$d_{b(\text{confinement})} = 16 \text{ mm}$$

$$b_c = b_w - 2(40 + \frac{1}{2} d_b)$$

$$b_c = 500 - 2(40 + \frac{16}{2})$$

$$b_c = 404 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (b_w - 2(40)) \times (b_w - 2(40))$$

$$A_{ch} = (500 - 2(40)) \times (1000 - 2(40))$$

$$A_{ch} = 386400 \text{ mm}^2$$

$$f_{yt} = 392 \text{ MPa}$$

$$A_g = b_w \times h$$

$$A_g = 500 \times 1000$$

$$A_g = 500000 \text{ mm}^2$$

$$f'_c = 35 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 3.181 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 3.246 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} (\text{pakai}) = 3.246 \text{ mm}^2/\text{mm} (\text{dianmbil yang paling maksimal})$$

SNI 2847-2019 Pasal 18.7.5.3

Spasi Maksimum

1. ¼ dimensi kolom terkecil

$$s = \frac{1}{4} \times 500$$

$$s = 125 \text{ mm}$$

2. 6 kali diameter tulangan longitudinal

$$d_{b(\text{longitudinal})} = 22 \text{ mm}$$



$$s = 6 \times d_{b(longitudinal)}$$

$$s = 6 \times 22$$

$$s = 132 \text{ mm}$$

3.  $S_o$  menurut persamaan:

$$S_o \leq 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

$$h_x = \frac{2}{3}hc = \frac{2}{3}404 = 269.333 \text{ mm}$$

atau spasi horizontal maksimum kaki-kaki pengikat silang = 350 mm

$$S_o = 100 + \frac{350 - 200}{3}$$

$$S_o = 150 \text{ mm}$$

$$S_{o(pakai)} = 100 \text{ mm}$$

$S_o$  tidak boleh melebihi 150 mm, dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm

Coba gunakan spasi 100 mm.

$$A_{sh-1} = 3.181 \times 100 = 318.146 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh-2} = 3.246 \times 100 = 324.643 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi, digunakan 2 kaki baja D16 dengan } A_s &= 402.124 \text{ mm}^2 \\ &> 324.643 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kebutuhan  $A_{sh-min}$  terpenuhi.

SNI Pasal 18.7.5.1

Diambil yang terbesar dari:

1. Tinggi elemen kolom,  $h$ , di join = 500 mm
2. 1/6 tinggi bersih kolom =  $1/6 \times 4000 = 666.667 \text{ mm}$
3. 450 mm

Dengan demikian, ambil  $l_o = 600 \text{ mm}$

SNI Pasal 18.7.5.5

Sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi  $l_o$  di masing-masing ujung kolom) diberi hoops dengan spasi maksimum 120 mm, atau 6 x diameter tulangan longitudinal, yaitu 132 mm.

### 6.2.5. Desain Tulangan Geser

- Tulangan Geser Arah-X

$$V_{SAP} = 208.065 \text{ kN}$$

$$M_{pr-top} = 935.607 \text{ kNm}$$

$$DF_{top} = 0.5$$

$$M_{pr-btm} = 935.607 \text{ kNm}$$

$$DF_{btm} = 0.5$$

$$l_u = 4 \text{ m}$$

$$V_{sway} = \frac{M_{pr-top}DF_{top} + M_{pr-btm}DF_{btm}}{l_u}$$

$$V_{sway} = \frac{935.607 \times 0.5 + 935.607 \times 0.5}{4}$$

$$V_{sway} = 233.902 \text{ kN}$$

$$V_e (pakai) = 233.902 \text{ kN} \text{ (Harus lebih besar dari } V_{SAP})$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$V_c = \frac{\sqrt{35}}{6} \times 1000 \times (500 - 40 - \frac{16}{2}) \times 10^{-3}$$

$$V_c = 938.685 \text{ kN}$$

Cek apakah diperlukan tulangan geser:

$$\frac{V_u}{\phi} > \frac{1}{2} V_c$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{233.902}{0.75} = 311.869 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} V_c = 469.342 \text{ kN}$$

$$\text{OK, ternyata } \frac{V_u}{\phi} > \frac{1}{2} V_c .$$

Cek apakah cukup dipasang tulangan geser minimum:

$$\frac{V_u}{\phi} > V_c + \frac{1}{3} b_w d$$

$$\frac{V_u}{\phi} = 311.869 \text{ kN}$$

$$V_c + \frac{1}{3}b_w d = 938.685 + \frac{1000 \times (1000 - 40 - \frac{16}{2})}{3 \times 10^3} = 1256.018 \text{ kN}$$

$$311.869 \text{ kN} < 1256.018 \text{ kN}$$

Hanya diperlukan tulangan geser minimum

$$A_{v-\min} = 42.517 \text{ mm}^2$$

$$\text{OK, } A_{sh} \text{ untuk 2 kaki D16} = 402.124 \text{ mm}^2 > A_{v-\min} = 42.517 \text{ mm}^2$$

Untuk bentang diluar  $l_o$

$$N_u = 4182.542 \text{ kN}$$

$$\lambda = 1 \text{ (lihat SNI Beton Pasal 8.6.1)}$$

$$A_g = 500000 \text{ mm}^2$$

$$V_c = 0.17 \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0.17 \left( 1 + \frac{4182.542}{14 \times 500000} \right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 1000 \times (1000 - 40 - \frac{16}{2})$$

$$V_c = 363.106 \text{ kN}$$

$$V_c = 363.106 \text{ kN} > \frac{V_u}{\phi} = 311.869 \text{ kN}$$

Tulangan geser hanya pada *confinement*

- Tulangan Geser Arah-Y

$$V_{SAP} = 208.065 \text{ kN}$$

$$M_{pr-top} = 527.132 \text{ kNm}$$

$$DF_{top} = 0.5$$

$$M_{pr-btm} = 527.132 \text{ kNm}$$

$$DF_{btm} = 0.5$$

$$l_u = 3.3 \text{ m}$$

$$V_{sway} = \frac{M_{pr-top} DF_{top} + M_{pr-btm} DF_{btm}}{l_u}$$

$$V_{sway} = \frac{527.132 \times 0.5 + 527.132 \times 0.5}{4}$$

$$V_{sway} = 131.783 \text{ kN}$$

$$V_e \text{ (pakai)} = 208.065 \text{ kN (Harus lebih besar dari } V_{SAP})$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$V_c = \frac{\sqrt{35}}{6} \times 500 \times (500 - 40 - \frac{16}{2}) \times 10^{-3}$$

$$V_c = 222.839 \text{ kN}$$

Cek apakah diperlukan tulangan geser:

$$\frac{V_u}{\phi} > \frac{1}{2} V_c$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{208.065}{0.75} = 277.42 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} V_c = 111.42 \text{ kN}$$

OK, ternyata  $\frac{V_u}{\phi} > \frac{1}{2} V_c$ . Jadi perlu tulangan geser.

Cek apakah cukup dipasang tulangan geser minimum:

$$\frac{V_u}{\phi} > V_c + \frac{1}{3} b_w d$$

$$\frac{V_u}{\phi} = 277.42 \text{ kN}$$

$$V_c + \frac{1}{3} b_w d = 222.839 + \frac{500 \times (500 - 40 - \frac{16}{2})}{3 \times 10^3} = 540.172 \text{ kN}$$

$$277.42 \text{ kN} < 540.172 \text{ kN}$$

Hanya diperlukan tulangan geser minimum

$$A_{v-\min} = 55.272 \text{ mm}^2$$

$$\text{OK, } A_{sh} \text{ untuk 2 kaki D16} = 402.124 \text{ mm}^2 > A_{v-\min} = 55.272 \text{ mm}^2$$

Untuk bentang diluar  $l_o$

$$N_u = 1342.708 \text{ kN}$$

$$\lambda = 1 \text{ (lihat SNI Beton Pasal 8.6.1)}$$

$$A_g = 810000 \text{ mm}^2$$

$$V_c = 0.17 \left( 1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0.17 \left( 1 + \frac{4182.542}{14 \times 500000} \right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 500 \times (500 - 40 - \frac{16}{2})$$

$$V_c = 363.106 \text{ kN}$$

$$V_c = 363.106 \text{ kN} > \frac{V_u}{\phi} = 277.42 \text{ kN}$$

Tulangan geser hanya pada *confinement*

#### 6.2.6. Desain Lap Splices

SNI Pasal 18.7.4.3

Pada lap splices,  $s$  yang digunakan adalah  $s_{\text{confinement}} = 100 \text{ mm}$

SNI Pasal 10.7.5.2.2

$$d_b = 29 \text{ mm}$$

$$l_d = 48 \times 22$$

$$l_d = 1056 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang lewatan kelas B} = 1.3 \times l_d = 1372.8 \text{ mm}$$

SNI Pasal 12.17.2.4

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$A_{\text{efektif}} = 0.0015h \times s$$

$$A_{\text{efektif}} = 0.0015 \times 1000 \times 100$$

$$A_{\text{efektif}} = 150 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{hoops}} = 726.429 \text{ mm}^2$$

$$\text{Panjang lewatan pakai} = 0.83 \times 1372.8$$

$$\text{Panjang lewatan pakai} = 1.2 \text{ m}$$

Bila tegangan batang tulangan akibat beban terfaktor adalah Tarik dan tidak melebihi  $0.5f_y$  dalam kondisi Tarik, sambungan lewatan harus merupakan sambungan lewatan Tarik Kelas B jika lebih dari setengah batang-batang tulangan disambung pada suatu irisan penampang, atau sambungan lewatan Tarik Kelas A jika setengah atau kurang batang-batang tulangan disambung pada suatu irisan penampang dan sambungan lewatan seling diseling-seling dengan  $l_d$ .

#### 6.3. Hubungan Balok Kolom

### 6.3.1. Dimensi Joint

SNI 2847-2019 Pasal 18.8.4.1-18.8.4.3

Luas efektif hubungan balok-kolom, dinyatakan dalam  $A_j$  adalah:

Dimensi Kolom : 500/1000

$$A_j = 500 \times 1000 = 500000 \text{ mm}^2$$

SNI 2847-2019 Pasal 18.8.2.3

Panjang join yang diukur paralel terhadap penulangan lentur balok yang menyebabkan geser di join sedikitnya  $20 \times d_b$  longitudinal terbesar.

$$\text{Panjang Join} = 20 \times 25 = 500 \text{ mm}$$

### 6.3.2. Penulangan Transversal untuk Confinement

SNI 2847-2019 Pasal 18.8.3.1

Harus ada tulangan *confinement* dalam *joint*.

SNI 2847-2019 Pasal 18.8.3.2

Untuk *joint* interior, jumlah tulangan *confinement* yang dibutuhkan setidaknya setengah tulangan *confinement* yang dibutuhkan di ujung-ujung kolom.

Dari langkah 4 dalam desain kolom, diperoleh bahwa :

$$0,5 A_{sh}/s = 0,5 \times 7.264 \text{ mm}^2 = 3.63 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

**Spasi vertikal** *hoop* diizinkan untuk diperbesar hingga 150 mm.

Jarak bersih antar tulangan tekan dan tulangan Tarik balok adalah 456 mm.

Coba pasang tiga *hoop*. Yang pertama dipasang pada jarak 50 mm dibawah tulangan atas.

$$\text{Area tulangan } hoop \text{ yang dibutuhkan} = 100 \text{ mm} \times 3.63 \text{ mm}^2/\text{mm} = 363.21 \text{ mm}^2$$

Coba gunakan baja tulangan diameter 13 mm 4 kaki.

Jadi  $A_{sh} = 363.21 \text{ mm}^2 > 530.93 \text{ mm}^2$ . OK, Pakai 4D13.

### 6.3.3. Perhitungan Geser di Joint dan Cek Kuat Geser

Balok yang memasuki *joint* memiliki *probable moment* = 1004.724 kNm dan 1004.724 kNm. Pada *joint*, kekakuan kolom atas dan kekakuan kolom bawah sama, sehingga  $DF = 0.5$ , untuk setiap kolom. Sehingga :

$$M_e = 0,5 \times (467.804 + 467.804)kNm = 467.804 kNm$$

Geser pada kolom atas :

$$V_{sway} = \frac{1004.724 + 1004.724}{4} = 233.9 kN$$

Dibagian lapis atas balok, baja tulangan yang dipakai adalah 6D25,  $A_s = 2945.24 \text{ mm}^2$ .

Gaya tarik yang berkerja pada baja tulangan balok di bagian kiri adalah

$$T1 = 1,25 A_s f_y = 1,25 \times 2945.24 \times 392 = 1443.17 kN$$

Gaya tekan yang bekerja pada balok ke arah kiri adalah

$$C1 = T1 = 1443.17 kN$$

Gaya Tarik yang bekerja pada baja tulangan balok di bagian kanan adalah

$$T2 = 1,25 A_s f_y = 1,25 \times 2103.3 \times 420 = 1443.17 kN$$

Gaya tekan yang berkerja pada balok ke arah kanan adalah

$$C2 = T2 = 1443.17 kN$$

$$V_u = V_j = V_{sway} - T1 - C2 = 233.9 - 1443.17 - 1443.17 = 2652.44 kN$$

Arah sesuai dengan T1 yaitu ke kiri.

SNI PASAL 18.8.4.1-18.8.4.3

Kuat geser nominal joint yang dikekang di keempat sisinya adalah

$$V_n = 1,7 \sqrt{f'_c} A_j$$

$$V_n = 1,7 \sqrt{35} \times 500000$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 3327.415 kN = 5028.668 kN > 2652.44 kN$$

(OK) kuat geser joint memadai.

## **BAB VII**

### **PENUTUP**

#### **7.1. KESIMPULAN**

Kesimpulan yang dapat kami ambil dari keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Tugas Pengganti Kerja Praktek ini adalah sebagai berikut:

1. Dalam perencanaan struktur beton dengan sistem rangka bangunan dengan shearwall yang terletak pada zona gempa menengah maupun tinggi, gaya lateral yang bekerja pada struktur harus dipertimbangkan.
2. Perencanaan ulang struktur BLK Pasar Rebo Jakarta dengan sistem rangka bangunan bertujuan untuk melakukan pengecekan terhadap spesifikasi pada setiap komponen struktur utama maupun sekunder.
3. Menganalisis gaya-gaya dalam struktur dengan bantuan ETABS V18 dengan memasukkan beban mati, hidup, gempa, dll untuk memperoleh gaya dalam yang nantinya dibutuhkan dalam desain komponen struktur utama maupun sekunder.

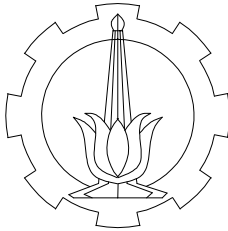
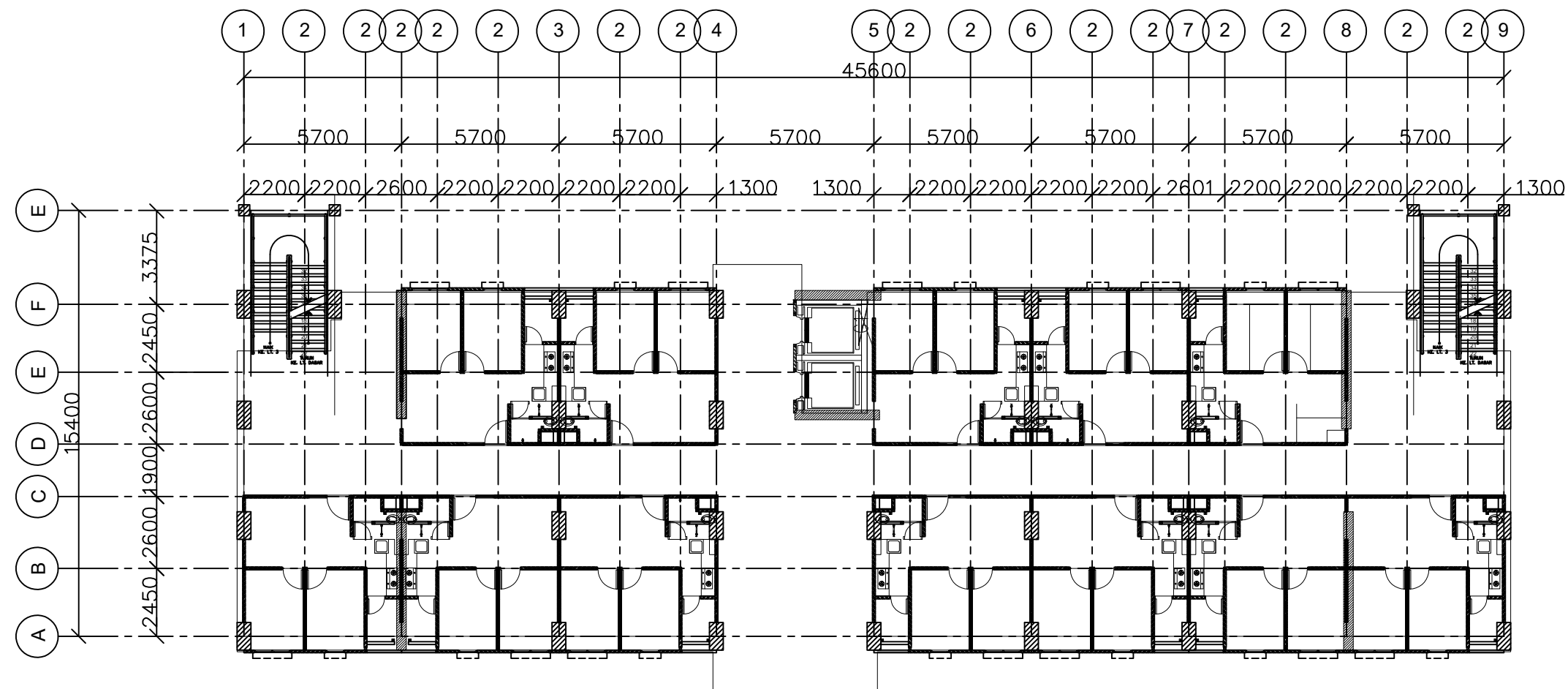
#### **7.2. SARAN**

Berdasarkan hasil perencanaan ulang struktur BLK Pasar Rebo Jakarta yang telah dilakukan, maka disarankan:

1. Selain aspek kekuatan, perencanaan struktur juga harus mempertimbangkan aspek-aspek lain yaitu ekonomis dan kemudahan saat pengerjaan dilapangan.



# **LAMPIRAN**



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,  
PERENCANAAN, DAN KEBUMIHAN  
(CIVPLAN)

JUDUL TUGAS

TUGAS PENGGANTI KERJA  
PRAKTEK TUTORIAL  
PEMODELAN BANGUNAN 10  
TINGKAT DENGAN ETABS

NAMA PROYEK

MODIFIKASI RUMAH SUSUN  
BALAI LATIHAN KERJA (BLK)  
TOWER A PASAR REBO

KETERANGAN

DATA MATERIAL :

MUTU BETON = Fc' 35 MPa  
MUTU TUL. = Fy 420 MPa

DOSEN ASISTENSI

Dr. CANDRA IRAWAN S.T., M.T.

NAMA DAN NRP MAHASISWA

ANGGADIAWAN P. M.  
(0311174000062)

HAFIZIAN MIQRAJ M.  
(03111740000112)

JUDUL GAMBAR

DENAH ARSITEKTUR LANTAI 2 -  
10 (TIPIKAL)

SKALA

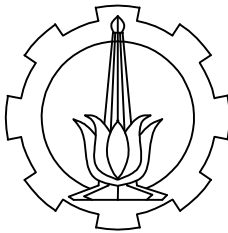
1 : 200

NOMOR LEMBAR

1

JUMLAH LEMBAR

8



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,  
PERENCANAAN, DAN KEBUMIHAN  
(CIVPLAN)

JUDUL TUGAS

TUGAS PENGANTI KERJA  
PRAKTEK TUTORIAL  
PEMODELAN BANGUNAN 10  
TINGKAT DENGAN ETABS

NAMA PROYEK

MODIFIKASI RUMAH SUSUN  
BALAI LATIHAN KERJA (BLK)  
TOWER A PASAR REBO

KETERANGAN

DATA MATERIAL :  
  
MUTU BETON = Fc' 35 MPa  
MUTU TUL. = Fy 420 MPa

DOSEN ASISTENSI

Dr. CANDRA IRAWAN S.T., M.T.

NAMA DAN NRP MAHASISWA

ANGGADIAWAN P. M.  
(0311174000062)

HAFIZIAN MIQRAJ M.  
(03111740000112)

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK TIPIKAL

SKALA

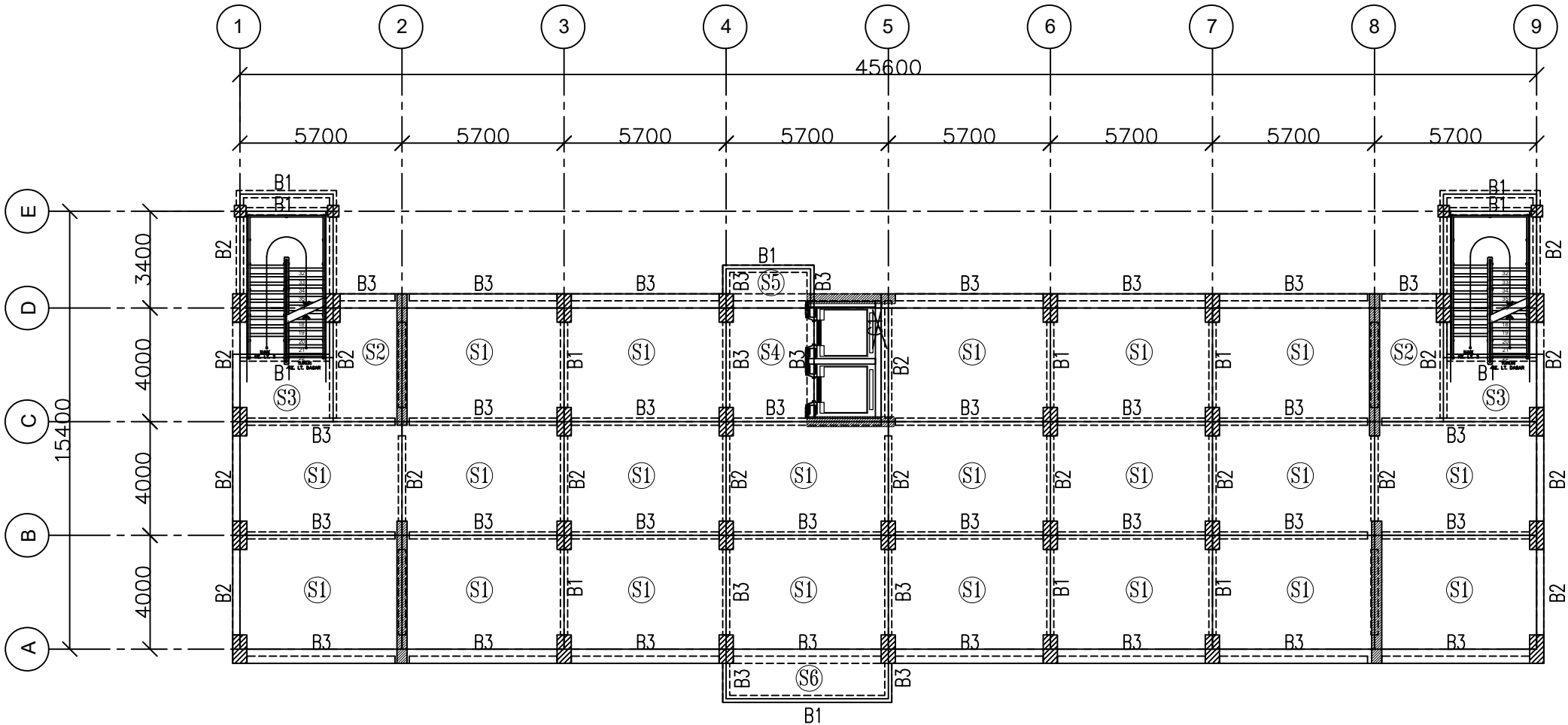
1 : 200

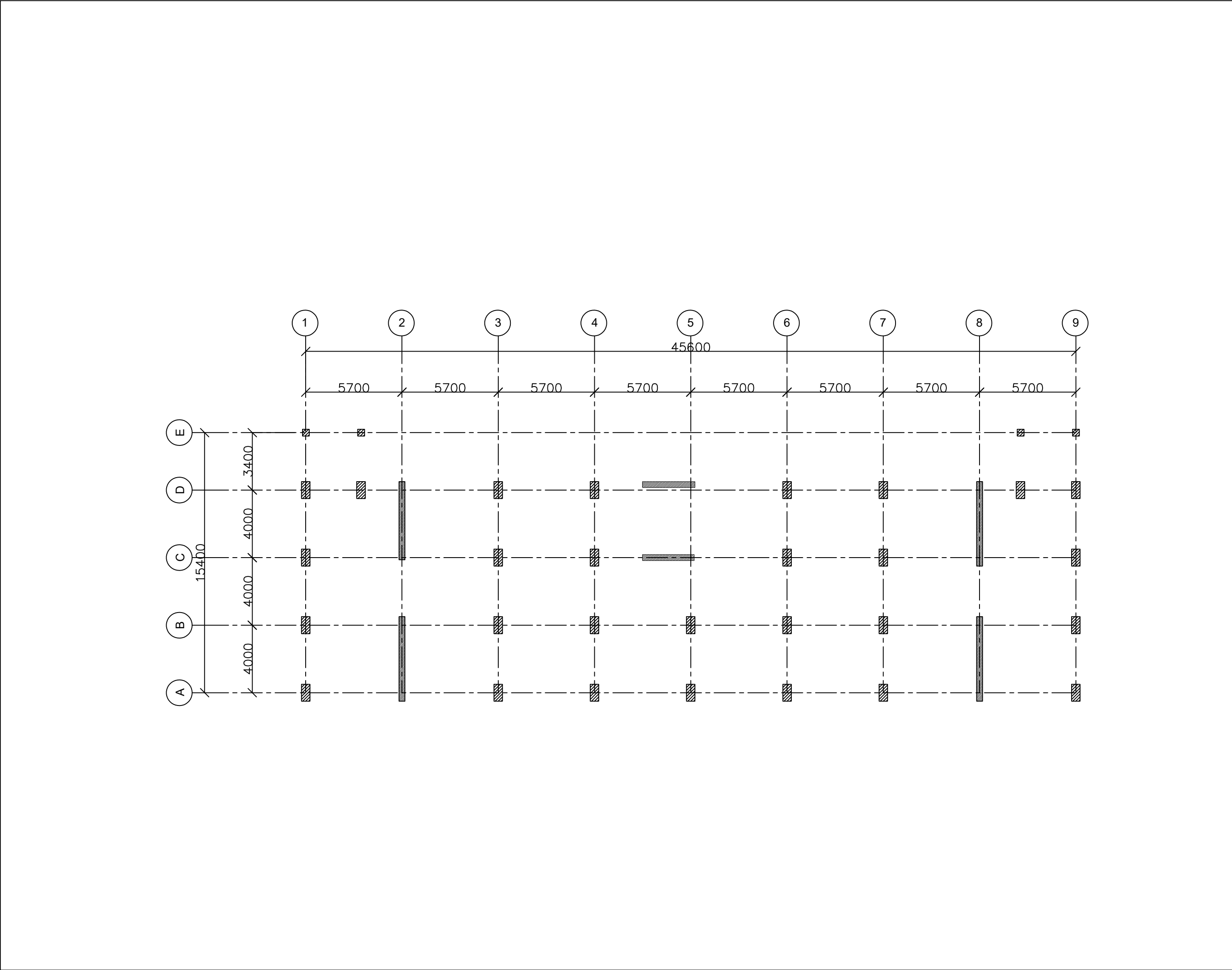
NOMOR LEMBAR

2

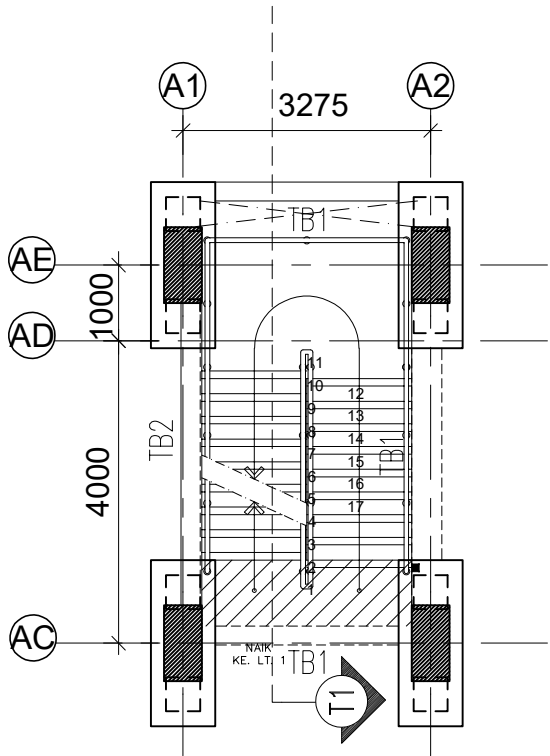
JUMLAH LEMBAR

8

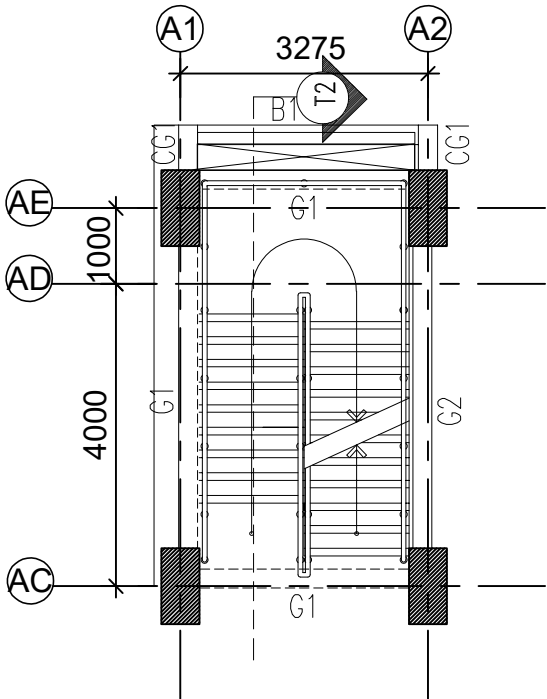




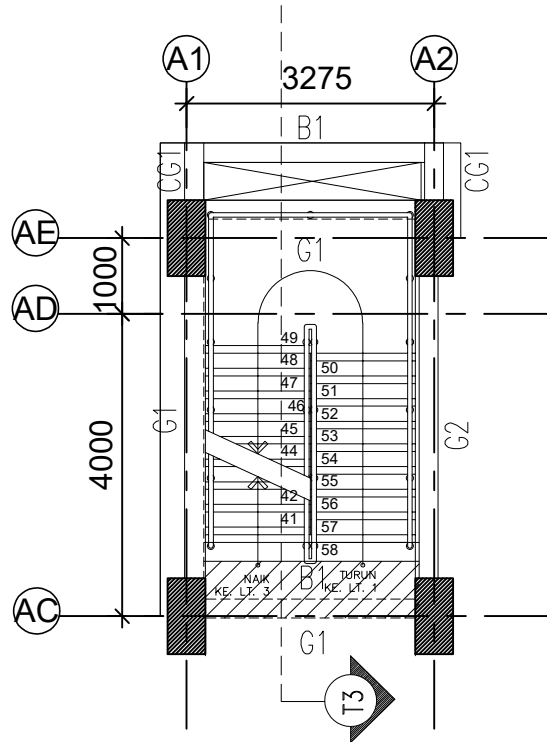
<div></div> <div>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIHAN (CIVPLAN)</div>
JUDUL TUGAS
TUGAS PENGGANTI KERJA PRAKTEK TUTORIAL PEMODELAN BANGUNAN 10 TINGKAT DENGAN ETABS
NAMA PROYEK
MODIFIKASI RUMAH SUSUN BALAI LATIHAN KERJA (BLK) TOWER A PASAR REBO
KETERANGAN
DATA MATERIAL :  MUTU BETON    = Fc' 35 MPa MUTU TUL.     = Fy 420 MPa
DOSEN ASISTENSI
Dr. CANDRA IRAWAN S.T., M.T.
NAMA DAN NRP MAHASISWA
ANGGADIAWAN P. M. (0311174000062)  HAFIZIAN MIQRAJ M. (03111740000112)
JUDUL GAMBAR
DENAH KOLOM TIPIKAL
SKALA
1 : 200
NOMOR LEMBAR
3
JUMLAH LEMBAR
8



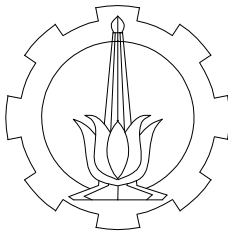
1 DENAH TANGGA LANTAI 1  
- SKALA 1 : 100



2 DENAH TANGGA LANTAI 2  
- SKALA 1 : 100



3 DENAH TANGGA LT.2 S/D LT.ATAP  
- SKALA 1 : 100



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,  
PERENCANAAN, DAN KEBUMIHAN  
(CIVPLAN)

JUDUL TUGAS

TUGAS PENGANTI KERJA  
PRAKTEK TUTORIAL  
PEMODELAN BANGUNAN 10  
TINGKAT DENGAN ETABS

NAMA PROYEK

MODIFIKASI RUMAH SUSUN  
BALAI LATIHAN KERJA (BLK)  
TOWER A PASAR REBO

KETERANGAN

DATA MATERIAL :  
MUTU BETON =  $F_c' 35 \text{ MPa}$   
MUTU TUL. =  $F_y 420 \text{ MPa}$

DOSEN ASISTENSI

Dr. CANDRA IRAWAN S.T., M.T.

NAMA DAN NRP MAHASISWA

ANGGADIAWAN P. M.  
(0311174000062)

HAFIZIAN MIQRAJ M.  
(03111740000112)

JUDUL GAMBAR

DENAH TANGGA

SKALA

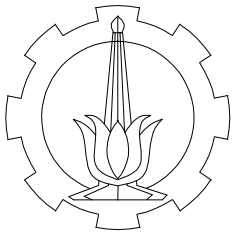
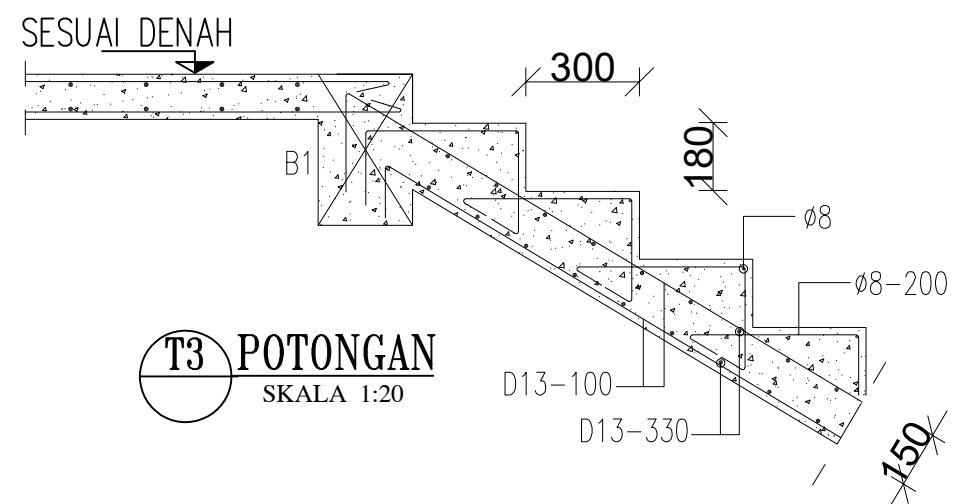
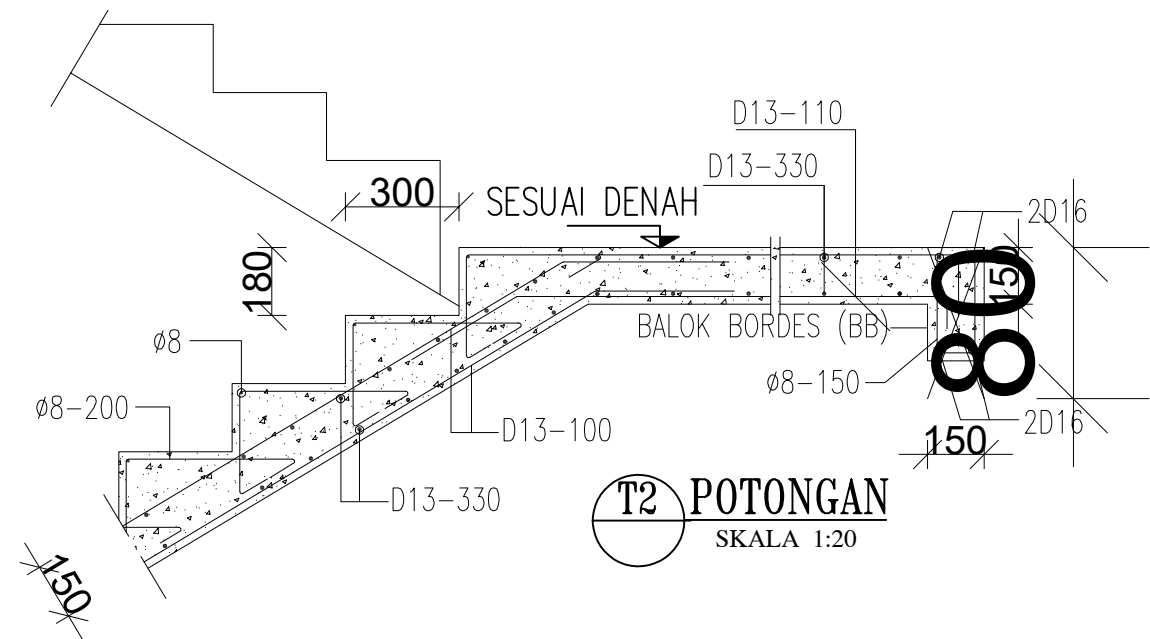
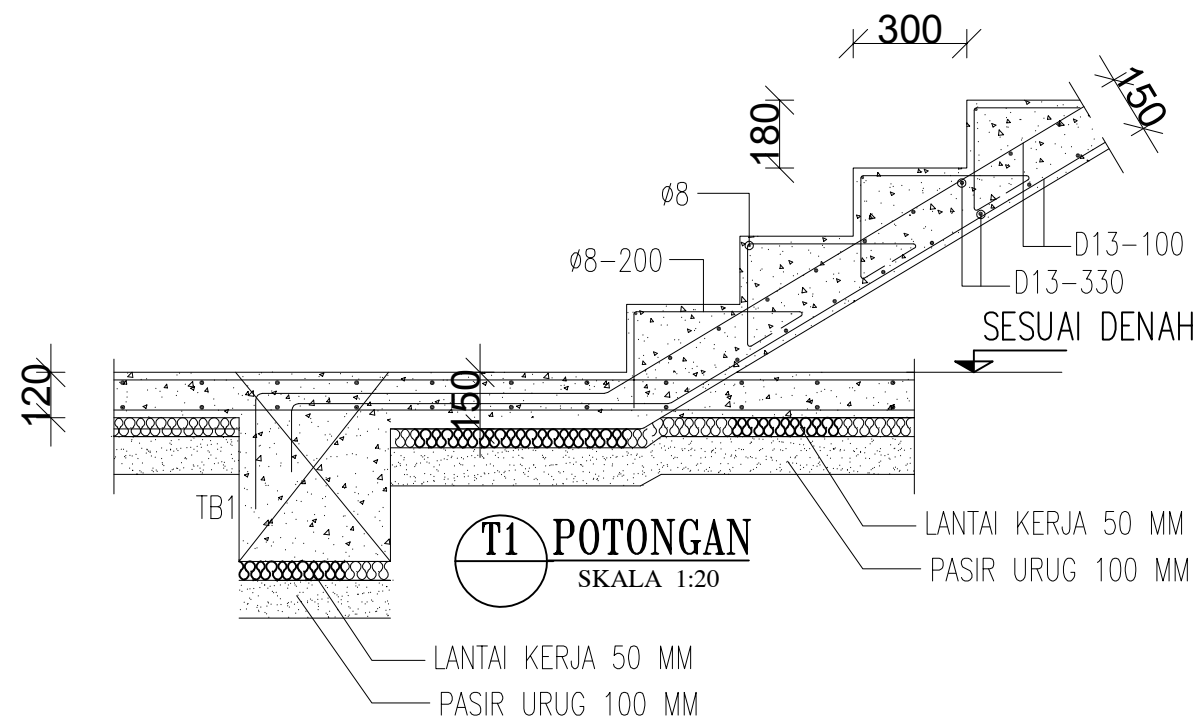
1:100

NOMOR LEMBAR

4

JUMLAH LEMBAR

8



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,  
PERENCANAAN, DAN KEBUMIHAN  
(CIVPLAN)

JUDUL TUGAS

TUGAS PENGANTI KERJA  
PRAKTEK TUTORIAL  
PEMODELAN BANGUNAN 10  
TINGKAT DENGAN ETABS

NAMA PROYEK

MODIFIKASI RUMAH SUSUN  
BALAI LATIHAN KERJA (BLK)  
TOWER A PASAR REBO

KETERANGAN

DATA MATERIAL :

MUTU BETON =  $F_c' 35 \text{ MPa}$   
MUTU TUL. =  $F_y 420 \text{ MPa}$

DOSEN ASISTENSI

Dr. CANDRA IRAWAN S.T., M.T.

NAMA DAN NRP MAHASISWA

ANGGADIAWAN P. M.  
(0311174000062)

HAFIZIAN MIQRAJ M.  
(03111740000112)

JUDUL GAMBAR

DENAH TANGGA

SKALA

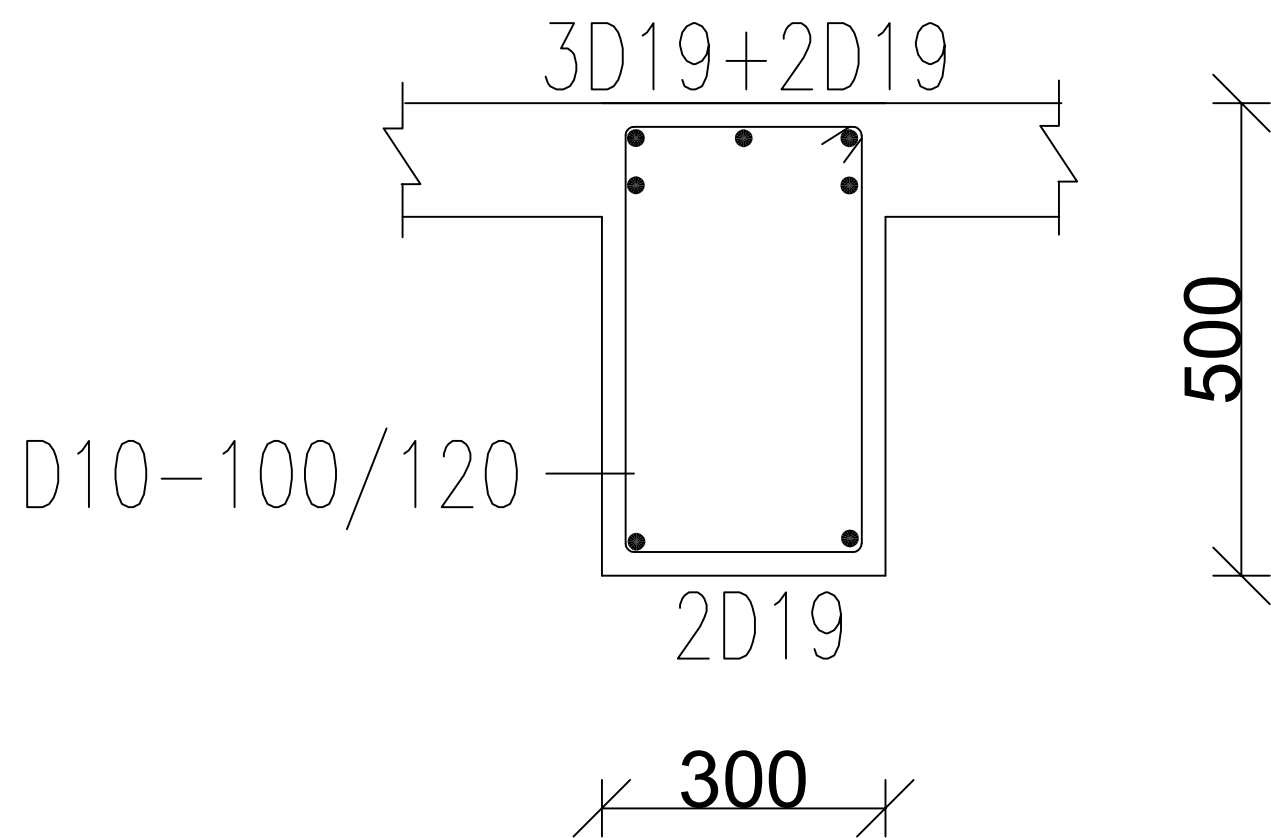
1:20

NOMOR LEMBAR

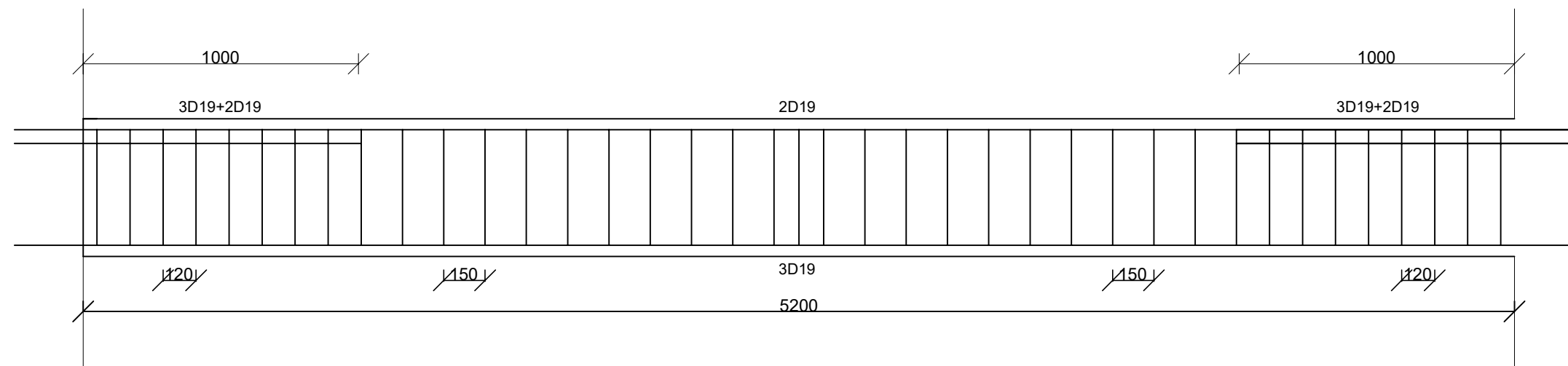
5

JUMLAH LEMBAR

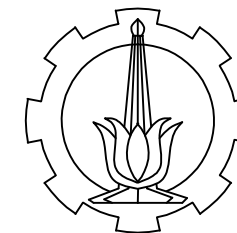
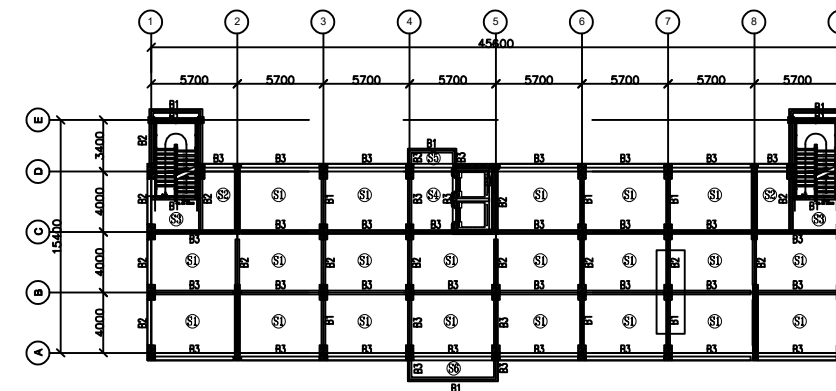
8



POTONGAN MELINTANG BALOK 300x500  
SKALA 1:10



POTONGAN MEMANJANG BALOK 300X500  
SKALA 1:20



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,  
PERENCANAAN, DAN KEBUMIHAN  
(CIVPLAN)

JUDUL TUGAS

TUGAS PENGANTI KERJA  
PRAKTEK TUTORIAL  
PEMODELAN BANGUNAN 10  
TINGKAT DENGAN ETABS

NAMA PROYEK

MODIFIKASI RUMAH SUSUN  
BALAI LATIHAN KERJA (BLK)  
TOWER A PASAR REBO

KETERANGAN

DATA MATERIAL :  
MUTU BETON =  $F_c' 35 \text{ MPa}$   
MUTU TUL. =  $F_y 420 \text{ MPa}$

DOSEN ASISTENSI

Dr. CANDRA IRAWAN S.T., M.T.

NAMA DAN NRP MAHASISWA

ANGGADIAWAN P. M.  
(0311174000062)  
HAFIZIAN MIQRAJ M.  
(03111740000112)

JUDUL GAMBAR

DETAIL BALOK KOLOM LANTAI 2

SKALA

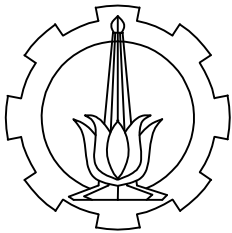
1 : 20  
1 : 50

NOMOR LEMBAR

6

JUMLAH LEMBAR

8



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,  
PERENCANAAN, DAN KEBUMIHAN  
(CIVPLAN)

JUDUL TUGAS

TUGAS PENGANTI KERJA  
PRAKTEK TUTORIAL  
PEMODELAN BANGUNAN 10  
TINGKAT DENGAN ETABS

NAMA PROYEK

MODIFIKASI RUMAH SUSUN  
BALAI LATIHAN KERJA (BLK)  
TOWER A PASAR REBO

KETERANGAN

DATA MATERIAL :

MUTU BETON =  $F_c' 35 \text{ MPa}$   
MUTU TUL. =  $F_y 420 \text{ MPa}$

DOSEN ASISTENSI

Dr. CANDRA IRAWAN S.T., M.T.

NAMA DAN NRP MAHASISWA

ANGGADIAWAN P. M.  
(0311174000062)

HAFIZIAN MIQRAJ M.  
(03111740000112)

JUDUL GAMBAR

DETAIL BALOK KOLOM LANTAI 2

SKALA

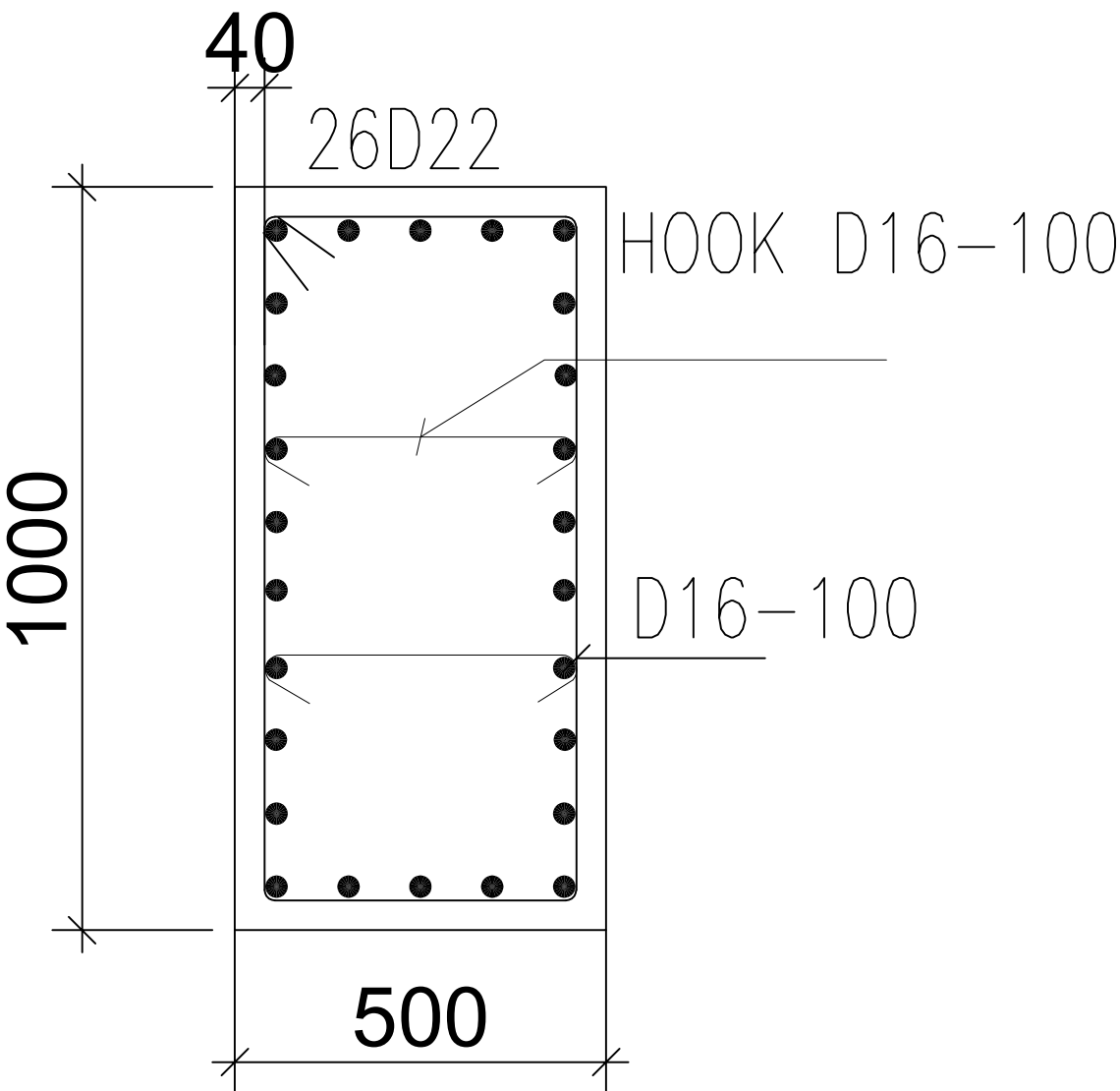
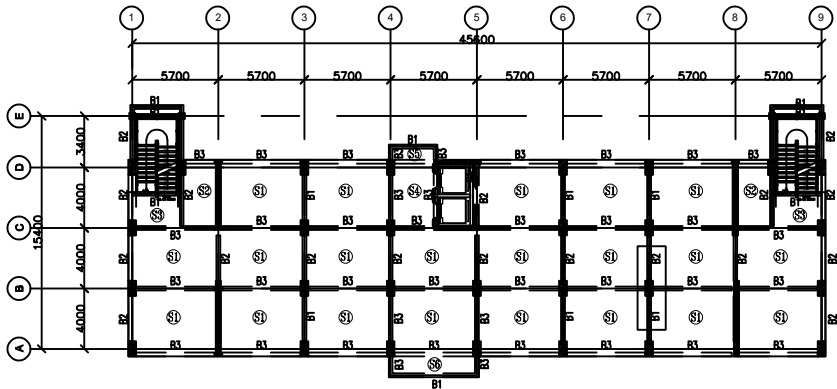
1 : 20

NOMOR LEMBAR

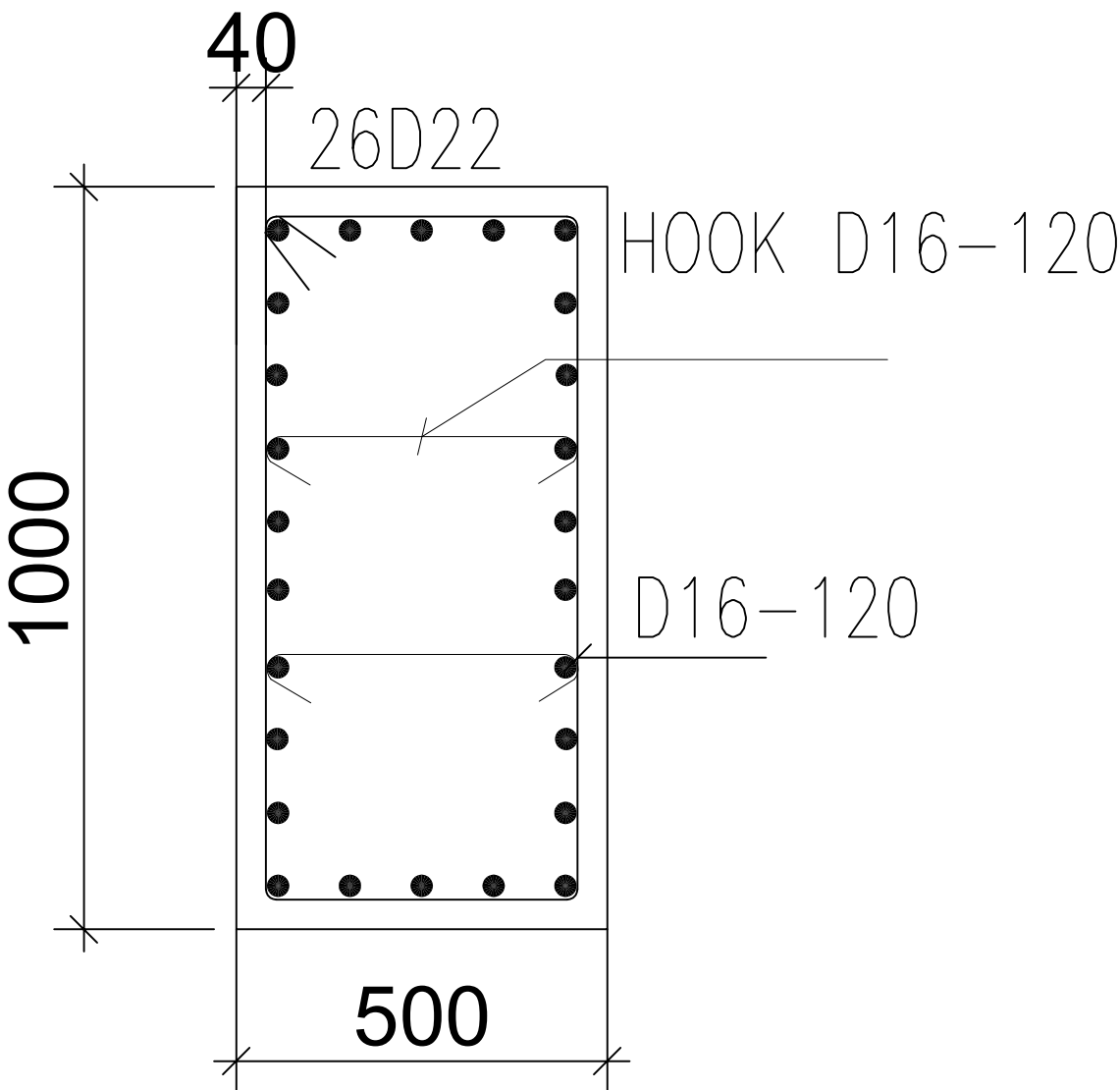
7

JUMLAH LEMBAR

8

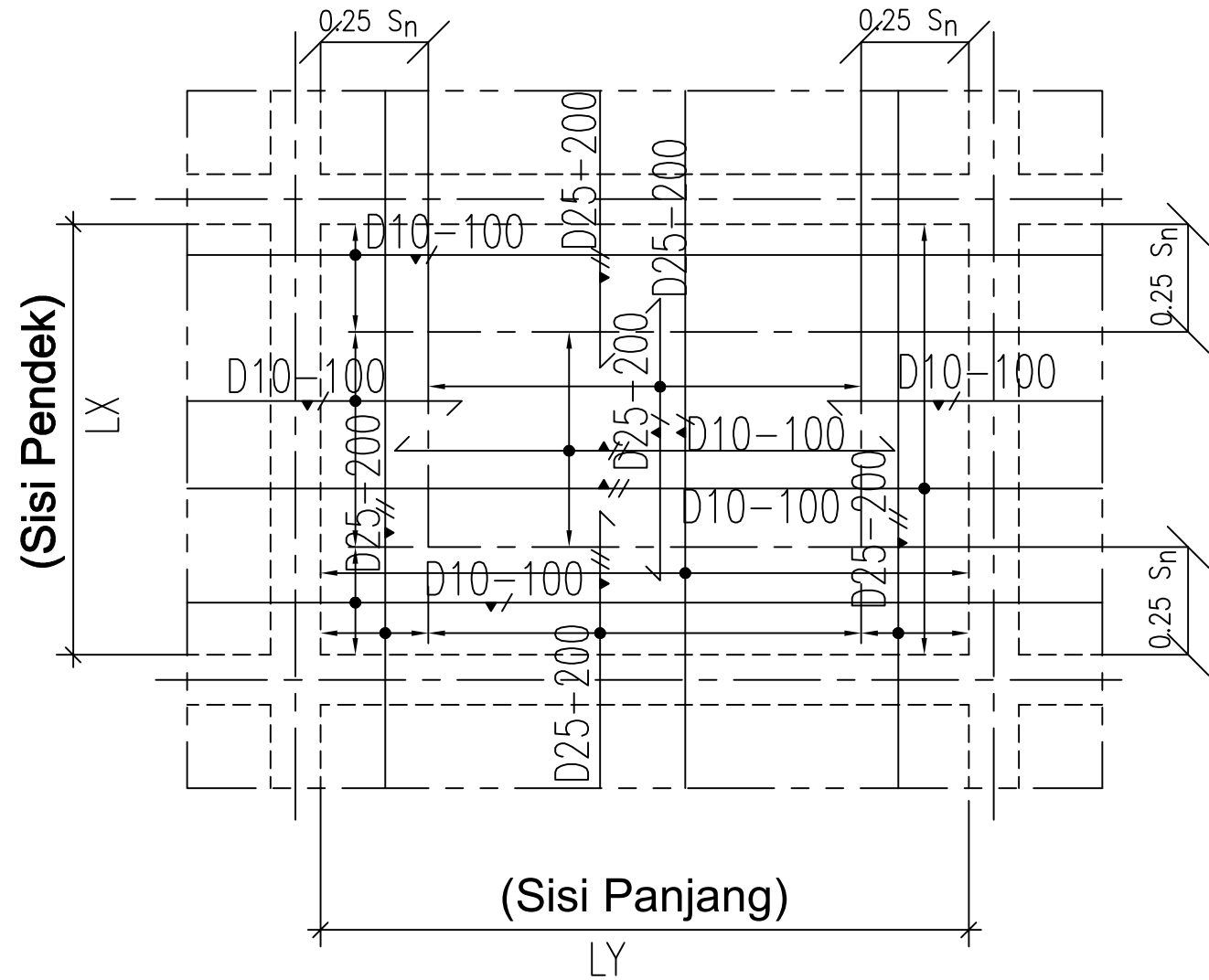
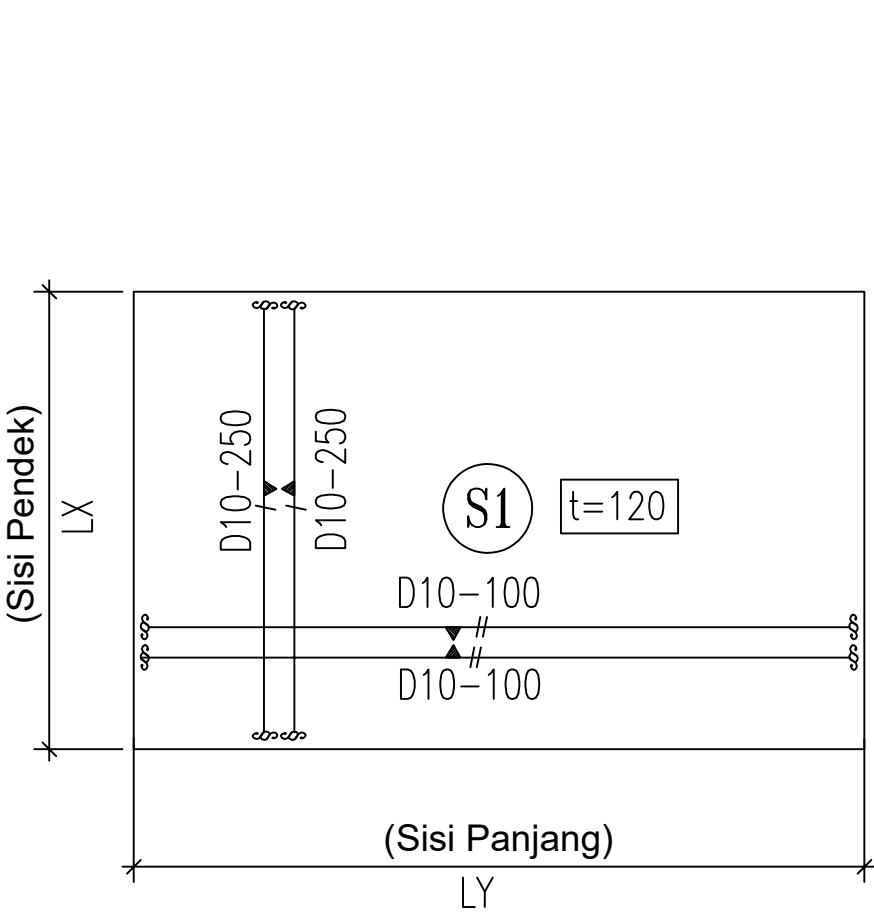


POTONGAN MELINTANG KOLOM 500x1000 (TUMPUAN)  
SKALA 1:50

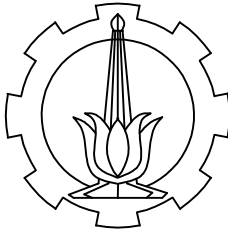


POTONGAN MELINTANG KOLOM 500x1000 (LAPANGAN)  
SKALA 1:50





TYPE PELAT (S1)



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,  
PERENCANAAN, DAN KEBUMIHAN  
(CIVPLAN)

JUDUL TUGAS

TUGAS PENGANTI KERJA  
PRAKTEK TUTORIAL  
PEMODELAN BANGUNAN 10  
TINGKAT DENGAN ETABS

NAMA PROYEK

MODIFIKASI RUMAH SUSUN  
BALAI LATIHAN KERJA (BLK)  
TOWER A PASAR REBO

KETERANGAN

DATA MATERIAL :

MUTU BETON =  $F_c' 35 \text{ MPa}$   
MUTU TUL. =  $F_y 420 \text{ MPa}$

DOSEN ASISTENSI

Dr. CANDRA IRAWAN S.T., M.T.

NAMA DAN NRP MAHASISWA

ANGGADIAWAN P. M.  
(0311174000062)

HAFIZIAN MIQRAJ M.  
(03111740000112)

JUDUL GAMBAR

DETAIL PELAT

SKALA

-

NOMOR LEMBAR

8

JUMLAH LEMBAR

8